

Università di Pisa



FACOLTA' DI INGEGNERIA

LAUREA IN INGEGNERIA IDRAULICA, DEI TRASPORTI E DEL TERRITORIO

***“Analisi della fondazione del nuovo Campanile della  
Basilica di San Piero a Grado”***

RELATORI :

*Prof. Ing. Diego Lo Presti*

*Prof. Ing. Nunziante Squeglia*

CANDIDATO:

*Paolo Bartolomei*

- 13 Dicembre 2010 -

ANNO ACCADEMICO 2009-2010

A tutte le persone a me più care,  
quelle che con il loro contributo  
mi hanno permesso di portare a  
termine questo lungo percorso di  
vita

# INDICE

## Parte I

### Inquadramento del problema

e

### campagna raccolta dati

<i>Cap. 1</i>	<i>Cenni storici sulla Basilica e sul suo Campanile</i>	<i>Pag.</i>
1.1	L'origine della Basilica	1
1.2	La struttura	2
1.3	L'esterno	2
1.4	Nella storia	3
1.5	Il Campanile	4
<i>Cap. 2</i>	<i>Le indagini</i>	<i>Pag.</i>
2.1	Le indagini geotecniche e archeologiche	7
2.2	Descrizione tecnica esecutiva delle indagini	11
	2.2.1 Sondaggi a carotaggio continuo	
	2.2.2 Posa in opera della strumentazione in foro	
	2.2.3 Presentazione dati del sondaggio	
	2.2.4 Campionamento	
	2.2.5 Standard penetration test	
	2.2.6 Prova Down-Hole	
	2.2.7 Cone penetration test	
	2.2.8 Documentazione fotografica delle attrezzature utilizzate	
2.3	Risultati delle indagini	35
	2.3.1 Stratigrafia	
	2.3.2 Masw-prova sismica a rifrazione	
	2.3.3 Prove penetrometriche statiche CPTU	
<i>Cap. 3</i>	<i>Modello Geotecnico del sottosuolo</i>	<i>Pag.</i>
3.1	Modello stratigrafico	59
3.2	Densità relativa	60
3.3	Angolo di resistenza a taglio	63
3.4	Storia tensionale	65
<i>Cap. 4</i>	<i>Azioni sulla fondazione</i>	

## Parte II

### Valutazioni progettuali geotecniche sulla fondazione del Campanile

<i>Cap. 5</i>	<i>Verifiche della sicurezza e delle prestazioni</i>	<i>Pag.</i>
5.1	Carico limite	67
5.2	Cedimento medio	69
5.3	Valutazione della stabilità dell'equilibrio	72
5.4	Interventi suggeriti in fase di valutazione progettuale sulla fondazione del campanile	73
5.5	Monitoraggio suggerito in corso d'opera	73

## Parte III

### Monitoraggio in corso d'opera con valutazione dei cedimenti e della stabilità

<i>Cap. 6</i>	<i>Metodo di monitoraggio</i>	<i>Pag.</i>
6.1	Strumentazione adottata e valori letture	74
6.2	Calcolo del baricentro della fondazione e del relativo cedimento medio alle varie letture nel tempo	78
6.3	Sviluppo temporale dei carichi	82
6.4	Il modulo di rigidezza	84
<i>Cap. 7</i>	<i>Analisi del cedimento</i>	<i>Pag.</i>
7.1	Introduzione al modello per la valutazione del cedimento	87
7.2	Legame sperimentale carichi-spostamenti	89
7.3	Un modello per l'analisi dei cedimenti	95
7.4	Caso monodimensionale	96
7.5	Definizione del modello	97
	7.5.1 Superficie di rottura	
	7.5.2 Superficie di snervamento	
	7.5.3 Superficie potenziale elastico	
	7.5.4 Legge d'incrudimento	
	7.5.5 Legge di flusso non associata	
7.6	Definizione dei parametri del modello	101
	7.6.1 Parametro $m$	
	7.6.2 Parametro $Y$	
	7.6.3 Parametro $b$	
	7.6.4 Parametri $R_0$ e $V_M$	
	7.6.5 Parametri $a$ e $g$	
	7.6.6 Parametri $l$ e $c$	



7.7	<i>Applicazione del metodo al caso del Campanile della Basilica di San Piero a Grado</i>	103
7.7.1	<i>Confronto fra le granulometrie sperimentali del modello e quelle del sottosuolo di San Piero a Grado</i>	
7.7.2	<i>Applicazione numerica</i>	
Cap. 8	<i>Analisi Stabilità dell'equilibrio</i>	<i>Pag.</i>
8.1	<i>Considerazioni generali</i>	108
8.2	<i>Carico critico di un'asta rigida con vincolo lineare</i>	110
8.3	<i>Influenza di imperfezioni geometriche</i>	113
8.4	<i>Carico critico di un'asta rigida con vincolo non lineare</i>	114
8.5	<i>Influenza di imperfezioni geometriche</i>	116
8.6	<i>Instabilità asintotica in presenza di fenomeni viscosi</i>	117
8.7	<i>Carico critico di un sistema a due gradi di libertà</i>	119
8.8	<i>Analisi del problema della stabilità dell'equilibrio</i>	123
8.9	<i>Configurazioni di equilibrio di un sistema perfetto a due gradi di libertà (rigidezza in campo plastico costante)</i>	123
8.10	<i>Configurazioni di equilibrio di un sistema perfetto a due gradi di libertà (rigidezza in campo plastico decrescente)</i>	129
8.11	<i>Analisi della configurazione di equilibrio del Campanile di San Piero a Grado</i>	130
8.11.1	<i>determinazione dei parametri del modello e applicazione dello stesso</i>	

## *Bibliografia*

# PARTE PRIMA

## **INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA E CAMPAGNA RACCOLTA DATI**

## 1. CENNI STORICI SULLA BASILICA E SUL SUO CAMPANILE

### *1.1 L'ORIGINE DELLA BASILICA*

La Basilica di San Piero a Grado sorge presso il luogo in cui, nell'epoca romana, la principale bocca dell'Arno sfociava nel mare. Fu edificata là, perché, secondo un'antica tradizione, nel porto esistente allora sarebbe sbarcato S. Pietro nel suo viaggio verso Roma. Iniziata nel X° sec. e terminata nel XI°, fu opera di quei tempi in cui i pisani erano divenuti grande potenza marinara e commerciale. Nacque come ampliamento di precedenti costruzioni di epoca romana, delle quali restano tracce di fondazioni (visibili all'interno), venute alla luce negli scavi degli anni 1955-65. Si evidenziano tre epoche di costruzione: le fondamenta di edifici portuali romani già dette, il muro dell'abside della prima chiesa del IV° sec. e infine le absidi della seconda chiesa del VI-VII° sec. ampliata con la navata sinistra. Gli scavi, iniziati nel 1919-20, furono ripresi successivamente alla riparazione della breccia aperta dalla caduta del campanile (1944) a sud-ovest nella navata destra. Quest'ultimo intervento, con metodo più attento alla stratigrafia, ha portato al rinvenimento di una colonna con sopra un piano di marmo, che era stato l'altare della primitiva chiesa. Questo altare, al centro dell'abside nella prima chiesa, oggi è nello stesso luogo sotto un ciborio tardo gotico. Si notano chiaramente i basamenti delle absidi delle prime due chiese; due tronconi di marmo bianco a torciglione, resti delle colonne di sostegno dell'antico ciborio, emergono appena dal livello più basso. L'abside esterna è della più antica della Chiesa con unica navata (IV sec.) e abbraccia l'altra di epoca longobarda (VI-VII sec.). La seconda chiesa fu edificata, con tutta probabilità, in seguito ad un incendio della prima. Queste successive ricostruzioni indicano un continuo interessamento a mantenere sul luogo un culto, evidentemente importante, che può essere una conferma della tradizione relativa alla presenza dell'Apostolo Pietro in questo luogo. Nella medesima occasione degli scavi furono messi in luce i livelli dei pavimenti delle due antiche chiese. Il terreno si elevava continuamente a causa delle frequenti esondazioni dell'Arno che lasciavano abbondanti sedimenti. Gli scavi, utili a mostrare al visitatore il variare delle opere succedutesi in epoche diverse nella storia, hanno però interrotto il culto in questo "Santuario Petri", privilegiando l'aspetto archeologico di fronte a quello religioso.

## *1.2 LA STRUTTURA*

La Basilica è di stile romanico pisano ed è costruita con pietre locali, particolarmente con pietra "verrucana", realizzata con materiale "di spoglio", ma con un disegno solenne e prestigioso che fa pensare ad un "architetto" di grande sensibilità ed esperienza, di cui ignoriamo il nome. Le colonne provengono da edifici romani preesistenti, come pure i capitelli di vario stile (corinzi, dorici, a foglie d'acqua e perfino uno siriano). La serie degli archi mostra due fasi nella costruzione di questa Basilica: prima quella verso oriente con archi più piccoli; successivamente la parte verso il mare con gli archi più grandi. I due pilastri restavano a metà dell'edificio: il muro a nord oggi indica la lunghezza originaria. Secondo lo stile abituale ad occidente c'era la facciata, che andò distrutta non sappiamo per quale causa non avendo nessun documento al riguardo. Resta il fatto che al posto della facciata caduta fu innalzata la torre campanaria alta 37 metri e la Basilica fu accorciata di circa 12 metri e chiusa con un'abside.

## *1.3 L'ESTERNO*

La mole della Basilica risalta, imponente, nella campagna circostante. Il primo interrogativo che si pone il visitatore è proprio il "perché qui" una Chiesa così grande. Certamente presentava la potenza di Pisa a chi proveniva dal mare o percorreva il tratto della Via Aurelia (ora deviata). Ma poteva anche significare l'importanza del luogo a conferma dell'antica tradizione dello sbarco di San Pietro. Sotto la sporgenza del tetto si possono ancora ammirare in notevole numero i bacini ceramici che brillavano ai riflessi del sole. Tali tipici ornamenti di carattere moresco sono fra i più notevoli della regione pisana. Molti sono esposti nel Museo Civico di S. Matteo a Pisa. Nel paramento dei muri perimetrali della Basilica sono incluse alcune pietre con rilievi di carattere classico e romanico, nonché alcune iscrizioni romane. Nella parete a nord ci sono tre porte: la piccola contemporanea all'edificio, quella centrale aperta nel '700 (come anche la corrispondente nella parete a sud), l'altra aperta dopo il crollo della facciata. Il campanile, possente costruzione duecentesca, fu minato il 22 Luglio 1944 e attende ancora di essere ricostruito per ridare al complesso l'immagine storica.

#### *1.4 NELLA STORIA*

Pur mancando documenti riguardanti origine, date, nomi, ecc. da tutto l'insieme risulta evidente che questo luogo è sempre stato oggetto di attenzione da parte delle autorità civili e religiose e di devozione da parte dei fedeli. La documentazione cartacea della tradizione circa lo sbarco di S. Pietro è tardiva. Considerando l'antichità della prima Chiesa esistente sul posto, si può ragionevolmente ipotizzare che l'apostolo Pietro abbia viaggiato per evangelizzare e sia sbarcato o passato anche da Pisa, dove da tempi remoti esisteva un porto sicuro. L'archeologia dà un certo credito alla tradizione, autorizzandoci a supporre che, fin dall'epoca in cui il Cristianesimo si affermò apertamente, nell'edificio romano presso la foce del fiume Arno si conservasse la memoria del luogo in cui Pietro aveva dimorato. Di fatto la Basilica nelle sue vicende è sempre stata considerata luogo di origine del cristianesimo a Pisa. In epoca medievale lungo la strada da Pisa alla Basilica sorgevano cenobi, dove vivevano eremiti. Essi potevano anche accogliere i pellegrini diretti verso Roma, che qui sostavano, attratti dalla fama del Santuario Petrino.

La Basilica è stata proclamata "Monumento messaggero di pace" dai Club UNESCO, come ricorda un cippo di granito collocato in prossimità del sacro edificio.



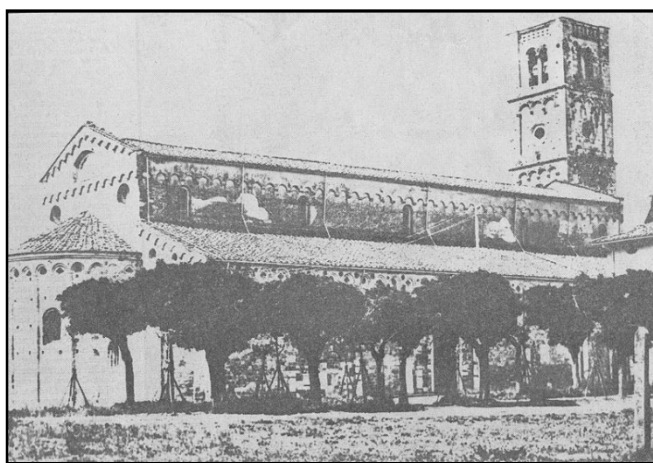
*- Fig.1 Esterno della Basilica-*

### 1.5 IL CAMPANILE

L'imponente campanile della Basilica risale originariamente al XII secolo, esso dai pochi documenti che abbiamo a disposizione si presentava come una torre in pietra, alta 37 metri, dalla quale cima era possibile osservare l'orizzonte fino a Livorno.

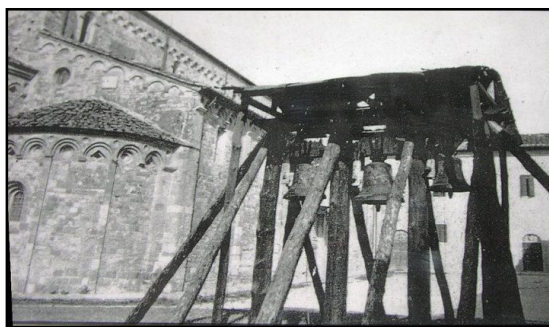


*-Fig.2 Rappresentazione pittorica di origine sconosciuta-*



*- Fig.3 Foto d'archivio-*

La sua posizione strategica, e la sua importanza a livello militare fece sì che il 22 luglio 1944, esso venne distrutto completamente minandolo alla sua base dai soldati della Wehrmacht in ritirata. Della sua ricostruzione si parla già nel 1956, dove dal forte spirito degli abitanti del paese e delle zone circostanti vennero iniziati i primi tentativi di ripristino, sotto il progetto e la supervisione dell'allora soprintendente Ing. SanPaolesi, come vediamo dalle seguenti foto.



*-Fig.4 Immediato riposizionamento delle campane (Foto d'archivio)-*



*-Fig.5 Prime fasi della ricostruzione (Foto d'archivio)-*

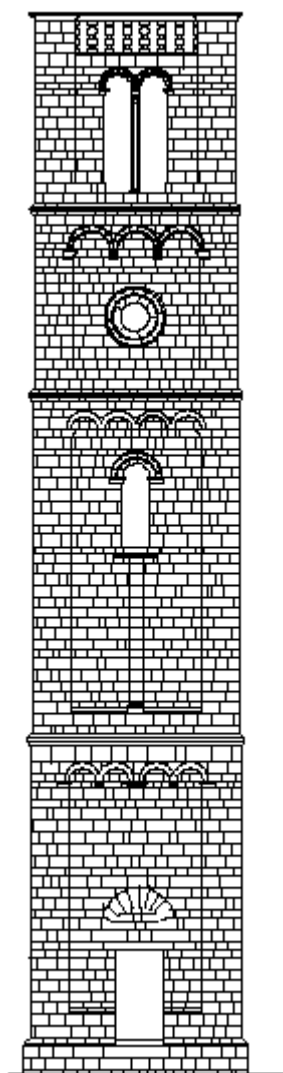
I lavori vennero poi interrotti a causa della carenza di fondi.

L'opera è stata ripresa e ristudiata nella sua interezza partendo dalle indagini geologiche del 2001 e dal parere positivo dell'amministrazione sul progetto esecutivo nel 2002.

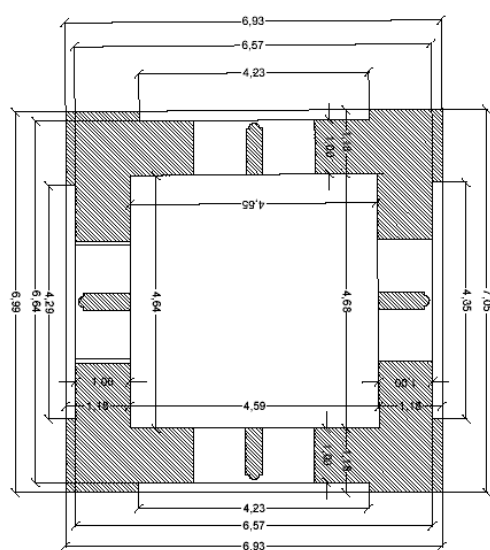
La linea guida del progetto è stata quella di ripristinare ciò come appariva nel passato, aggiornando le tecniche costruttive e seguendo le normative attuali.

Il progetto è stato affidato nella parte architettonica all'Arch. Rosa Mezzina, per la parte strutturale all'Ing. Giuseppe Bentivoglio, e per lo studio e l'analisi della caratterizzazione geotecnica e l'adeguamento delle fondazioni all'Ing. Nunziante Squeglia.

Vediamo due particolari delle tavole di progetto.



- Fig.6 Prospetto-



- Fig.7 Pianta -



-Fig.8 Situazione attuale dei lavori -



## **2. LE INDAGINI**

### ***2.1 LE INDAGINI GEOTECNICHE E ARCHEOLOGICHE***

Nel dicembre 2007 si prevedeva, sulla base della documentazione disponibile con particolare riferimento al Progetto Definitivo, alla programmazione delle indagini geotecniche.

In fase di programmazione erano previsti:

- Una perforazione a carotaggio continuo da eseguirsi in vicinanza del campanile in un punto da localizzarsi a seguito di indagine storica sulla presenza di altre costruzioni. La perforazione sarà eseguita fino alla profondità di 30 m dal p.c.

Nel foro di sondaggio si prevede il prelievo di campioni indisturbati fino ad un numero di quattro per i primi 6 ÷ 8 m e l'esecuzione di prove SPT negli strati sabbiosi sottostanti con la cadenza di una ogni metro e mezzo;

- Una perforazione a carotaggio continuo da eseguirsi all'interno del campanile a partire dal piano di calpestio interno. La perforazione sarà eseguita fino alla profondità di 12 m dal p.c. Nel foro di sondaggio si prevede il prelievo di campioni indisturbati fino ad un numero di quattro e l'esecuzione di prove SPT negli strati sabbiosi sottostanti con la cadenza di una ogni metro e mezzo. Il sondaggio si prevede che attraversi il masso di fondazione, nell'ipotesi che questo non abbia una forma toroidale;

- Esecuzione di una prova CPTU (prova penetrometrica statica con misura delle pressioni neutre) da eseguirsi in vicinanza del sondaggio fino ad una profondità di 30 m;

- Esecuzione di una prova SCPT (Down Hole con cono sismico) da eseguirsi in vicinanza del sondaggio di cui al punto 1 o, in alternativa in relazione alle attrezzature disponibili, una prova Down - Hole da eseguire nel sondaggio di cui al punto 1 e fino ad una profondità di 30 m.

- Installazione di un piezometro tipo Casagrande nel foro di sondaggio di cui al punto 2 o , in alternativa, installazione di un tubo piezometrico.

Durante l'esecuzione delle indagini la successione stratigrafica si è dimostrata diversa da quella prevista sulla base della documentazione esistente. Tale differenza ha impedito il recupero di campioni indisturbati ed ci ha indotto ad indicare alla DL una variazione al programma di indagine che ha impiegato una maggiore quantità di indagini in sito.

La campagna di indagine, realizzata tra il dicembre 2007 e marzo 2008, è quindi consistita in:

- Un sondaggio geotecnico denominato S1, spinto fino a 31 m dal piano di campagna. Nel sondaggio sono stati prelevati due campioni indisturbati (C1, tra 1.40 e 1.70 m; C2 tra 25.3 e 25.9 m) e sono state eseguite 10 prove penetrometriche dinamiche tipo SPT a punta chiusa tra 8.5 e 26.7 m di profondità. Nel foro è stato infine cementato un tubo in PVC per l'esecuzione di una prova Down – Hole per la misura della velocità delle onde di taglio.
- Un sondaggio geotecnico denominato S2 eseguito attraverso il masso di fondazione e spinto fino a 10.4 m dal piano del pavimento interno del Campanile (o circa 10 m dal piano di campagna). In tale sondaggio sono state eseguite altre 3 prove tipo SPT con punta chiusa ed è stato installato un piezometro tipo Casagrande a fondo foro.
- Un sondaggio denominato S3 eseguito attraverso il masso di fondazione per una lunghezza di 4.3 m dal pavimento interno in modo da attraversare la muratura di fondazione ed ottenere delle informazioni sulla sua geometria.
- Sulla verticale del sondaggio S1 è stata eseguita una prova sismica tipo Down – Hole.
- Una prova penetrometrica statica denominata CPTU1 con misura delle pressioni neutre eseguita in prossimità del sondaggio S1 e spinta fino alla profondità di 26.3 m dal piano di campagna, profondità cui lo strumento ha raggiunto la massima spinta compatibile con l'attrezzatura.
- Una prova penetrometrica statica denominata CPTU2 con misura delle pressioni neutre eseguita in prossimità del lato ovest del Campanile e spinta fino 11.3 m dal piano di campagna.
- Allo scopo di incrociare i risultati della Down – Hole, sono state eseguite gratuitamente dall'impresa che ha curato le indagini una prova tipo MASW ed una prova sismica a rifrazione.

Un secondo sondaggio di circa 3 metri è stato eseguito in prossimità del sondaggio S1 per il prelievo di un secondo campione indisturbato tra 1.5 e 2.0 m dal piano di campagna.

In aggiunta alle indagini in sito appena elencate sono state eseguite delle analisi in laboratorio, oggetto di apposita convenzione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa e la Soprintendenza. Le prove di laboratorio riguardano la classificazione di 13 campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette in corrispondenza delle prove SPT e l'esecuzione di alcune prove triassiali a percorso di carico controllato con misura locale delle deformazioni. All'atto della stesura della presente relazione le prove triassiali non sono state ancora eseguite. Le prove triassiali non sono indispensabili alla deduzione delle indicazioni e delle analisi di routine qui riportate ed essenzialmente rivolte alla stesura del progetto esecutivo.

In una relazione integrativa verranno riportati i risultati di analisi numeriche più sofisticate, basate sui risultati delle prove a percorso di carico controllato, che permetteranno di interpretare meglio i dati risultanti dal monitoraggio della fondazione.

Anche se non appartenenti al novero delle indagini geotecniche, grande importanza hanno rivestito le indagini archeologiche eseguite nel dicembre 2007 e curate dal dott. R. Guerrucci. Le indagini, estese a tre dei quattro lati della fondazione, hanno permesso da un lato di appurare la geometria del masso di fondazione dall'altro di ottenere delle informazioni sulla "storia" di questa porzione del Campanile. In particolare sono di particolare rilievo i seguenti aspetti:

- Rispetto alla piastra costruita negli anni '50 dal soprintendente Sanpaolesi le fondazioni sporgono di circa 40 cm per lato;
- Il piano di fondazione è posto a circa 3.15 m al di sotto dell'estradosso della suddetta piastra;
- La muratura rinvenuta sembra essere quella originale del Campanile in quanto al di sotto della piastra in cls non vi sono tracce di rimaneggiamento o intervento umano;
- La muratura della fondazione riporta delle lesioni sub-verticali su tutti i lati indagati. Non è chiaro se tali lesioni siano dovute all'esplosione che ha generato il crollo del Campanile o se siano dovute alla concentrazione degli sforzi negli spigoli, tipica delle fondazioni molto rigide e con sollecitazioni elevate.

- 

- 10 -

## 2.2 DESCRIZIONE TECNICA ESECUTIVA DELLE INDAGINI

### 2.2.1. Sondaggi a carotaggio continuo

Per questo tipo di indagine l'Impresa è tenuta ad approntare attrezzature idonee ad eseguire sondaggi a rotazione a carotaggio continuo. In linea generale si richiede sonda semovente cingolata o autocarrata in grado di fornire spinta massima, tiro, coppia massima, e di essere attrezzata con aste di perforazione e rivestimento sufficienti a raggiungere profondità massime di 30 m.

E' richiesto un diametro del foro di 101 mm. Tuttavia, il diametro minimo a fondo foro non dovrà essere inferiore a 80 mm, in modo da poter attrezzare i fori con piezometri Casagrande ove richiesto.

Per ciascun foro a carotaggio continuo andrà raggiunta la profondità indicata. In fase di piazzamento della macchina operatrice dovrà essere curata al massimo la verticalità del foro, mediante controlli almeno con livella torica sulla colonna di perforazione.

In fase di esecuzione dei sondaggi dovrà essere assicurata la perfetta stabilità delle pareti e del fondo foro, operando in maniera tale da portare al terreno stesso il minimo disturbo. A tal fine, l'Impresa è tenuta a stabilizzare le pareti con un tubo di rivestimento provvisorio e/o mediante l'uso di acqua o opportune miscele in foro di fluido di stabilizzazione. Le operazioni di cementazione e riperforazione del foro di sondaggio nel caso di perdita dei fluidi in foro, devono essere specificatamente richiesti e concordati con l'Amministrazione.

L'impresa ha l'obbligo di effettuare il carotaggio del foro o del tratto di foro specificato adottando tutte le cautele, le attrezzature e gli accorgimenti necessari per la massima percentuale di recupero;

Per ottenere una migliore percentuale di recupero nella copertura detritica, si dovrà operare a secco con carotiere semplice. Per il substrato roccioso si utilizzerà un carotiere T2 o T6 (se necessario T6S) con impiego di fluido di perforazione (acqua, o acqua + polimeri,).

Il recupero del materiale all'interno del carotiere semplice, nel caso in cui siano presenti terreni sciolti, deve essere effettuato mediante pistone o aria compressa per non pregiudicare lo stato di rimaneggiamento del materiale.

Inoltre, occorre garantire che:

- l'estrazione dell'attrezzo di perforazione sia eseguita con velocità sufficientemente bassa nel tratto iniziale per minimizzare l'effetto "pistone";

- il battente di fluido in colonna sia mantenuto sempre più alto possibile, anche facendo sporgere l'estremità superiore del rivestimento da mantenersi pieno di fluido.

La carota estratta dovrà essere sistemata in cassette catalogatrici aventi dimensioni adeguate, munite di scomparti divisorii (1 m di lunghezza con 4/5 comparti) e di coperchio. Sulle cassette dovrà essere indicato in modo indelebile il cantiere, il sondaggio e le quote di riferimento. Sugli scomparti interni dovrà essere chiaramente scritta la quota di riferimento di ciascuna manovra eseguita. I campioni di terreno devono essere scorticati nella parte visibile della cassetta.

Per ogni cassetta dovranno essere eseguite due fotografie a colori riprese da angolazioni diverse, una perpendicolare e l'altra obliqua, in modo da individuare in maniera ottimale le variazioni litologiche. Nelle foto dovrà essere ben visibile l'etichetta dove sono apposte le indicazioni riguardanti il cantiere, il sondaggio e le quote di riferimento ed un metro per i riferimenti di scala.

Le fotografie effettuate saranno consegnate in originale oppure, se realizzate con macchina fotografica digitale, su supporto magnetico e dovranno essere allegate nella relazione illustrativa finale.

I carotaggi contenuti nelle cassette catalogatrici dovranno essere tempestivamente trasportati e conservati in ambienti riparati dalle intemperie.

Rientra tra i compiti dell'Impresa:

- il trasporto dei carotaggi contenuti nelle cassette catalogatrici sino alla sede indicata dalla Amministrazione;

- la consegna delle stesse.

Nel caso di rinvenimento di rocce o ammassi rocciosi si dovrà fare riferimento alle classifiche litologiche, distinguendo le rocce in base alle loro proprietà meccaniche ed al loro stato di continuità, come indicato nelle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (AGI, 1977) ed in quella dell'ISRM.

Durante la perforazione dovranno essere annotate le profondità rispetto al piano di campagna alle quali si hanno cambiamenti di natura del terreno, le quote di venuta d'acqua e del livello stabilizzato della falda, le eventuali perdite d'acqua.

La profondità della falda acquifera e la quota di stabilizzazione dell'acqua in foro dovrà essere rilevata con misure giornaliere ad inizio e fine perforazione.

Durante il carotaggio, l'Impresa appaltante compilerà la stratigrafia di campagna che sarà successivamente elaborata nella versione definitiva.

I terreni attraversati saranno classificati e descritti nel log stratigrafico in base a:

- granulometria;
- consistenza;
- colore;
- struttura;
- contenuto d'acqua;
- odore;
- reazione all'acido cloridrico.

Per le eventuali carote di roccia andranno invece determinate le seguenti caratteristiche:

- indice RQD;
- struttura (compatta, granulare, orientata);
- Indice di resistenza  $I_s$  ricavato dalle prove di carico puntuale e apportando le opportune correzioni dovute alle dimensioni della carota;
- Inclinazione delle discontinuità incontrate rispetto alla direzione di perforazione;
- Indice di spaziatura;
- Tipo di discontinuità (Giunto, Faglia, Contatto, Stratificazione, Scistosità, Clivaggio, Filone);
- Scabrezza
- Riempimento (ove presente nelle discontinuità);
- Grado di alterazione.

### *2.2.2. Posa in opera della strumentazione in foro*

I sondaggi specificati dovranno essere attrezzati con piezometri Casagrande. In particolare si prevede un eventuale piezometro a fondo foro ed uno più superficiale nei terreni più fini. La profondità dell'installazione andrà concordata con l'Amministrazione in funzione dei risultati del sondaggio.

Al termine di ciascuna installazione della strumentazione l'Impresa deve porre in opera un idoneo pozzetto di protezione in ferro, dotato di coperchio e lucchetto; all'interno e all'esterno del coperchio del pozzetto protettivo di ogni strumento deve essere fissata una targhetta metallica o plastificata con riportati il tipo di strumento, la sigla e la data di installazione.

Gli schemi di installazione della strumentazione devono essere inviati, in forma preliminare, alla sede dell'Amministrazione e riportate, in forma definitiva, nella Relazione finale.

#### *Piezometri tipo Casagrande*

Caratteristiche geometriche:

Il piezometro Casagrande è costituito da una cella piezometrica e da una doppia tubazione per la misura e lo spurgo.

La cella piezometrica è costituita da un filtro cilindrico e da un corpo:

- il filtro deve avere un diametro esterno di 50 mm circa e lunghezza di 200 mm circa e deve essere realizzato in idoneo materiale (solitamente agglomerato di silice) per il raggiungimento delle caratteristiche di permeabilità richieste.
- il corpo deve avere un diametro esterno massimo di 55 mm, lunghezza di 200 mm circa (in ogni caso uguale a quella del filtro) e deve essere realizzato in PVC; è costituito da un telaio di supporto del filtro, da una camera cilindrica centrale e coassiale al filtro stesso e da due raccordi da ½ pollice, di cui uno collegato ad un tubetto dello stesso diametro presente fino alla base della cella; alcuni fori aperti sulla parete della camera ne permettono la comunicazione con il filtro.

Le principali caratteristiche tecniche devono essere le seguenti:

- Tubo di misura : in PVC, diametro nominale ½ pollice
- Tubo di spurgo : in PVC, diametro nominale ½ pollice



-Lunghezza degli spezzoni : 3 – 6 metri

-Filetti : gas normale

-Manicotti : in PVC, diametro nominale ½ pollice

Modalità operative di installazione:

Prima della posa in opera devono essere eseguiti i seguenti controlli:

- verifica che i tubi non presentino lesioni, schiacciamenti o curvature dovute al trasporto o all'immagazzinamento;
- verifica che i filetti alle estremità dei tubi ed i manicotti non presentino anomalie tali da compromettere il buon accoppiamento dei tubi.

Eseguiti i controlli descritti, viene effettuata la posa in opera che prevede:

- montaggio dei manicotti di giunzione ad una estremità dei tubi con sigillatura mediante opportuni sigillanti;
- preparazione del materiale necessario alla formazione dello strato filtrante e di sigillatura;
- controllo della quota di fondo foro con scandaglio;
- lavaggio del foro con acqua pulita immessa dal fondo foro attraverso le aste della sonda;
- inserimento della cella, aggiungendo progressivamente gli spezzoni di tubo e sigillando le giunzioni con opportuni sigillanti; la giunzione dei tubi viene realizzata senza forzare eccessivamente l'avvitamento dei manicotti filettati al fine di evitare la restrizione delle estremità dei tubi; l'estremità superiore della doppia tubazione deve sporgere da piano campagna 20-30 cm per consentire un'agevole inserimento della sonda freaticometrica ed allo stesso tempo consentire la posa in opera di un pozzetto protettivo di dimensioni contenute.
- realizzazione dello strato filtrante in ghiaietto per lo spessore richiesto e ritiro dei rivestimenti;
- formazione del tappo impermeabile, costituito da palline di bentonite, con spessore adeguato, ritirando progressivamente i rivestimenti dal foro senza l'ausilio della rotazione;
- controllo della quota superiore del tappo impermeabile;

- riempimento del tratto del foro compreso tra l'estremità superiore del tappo impermeabile ed il piano campagna;
- verifica dell'assenza di ostruzioni ed ogni altro impedimento al passaggio della sonda freaticometrica.

Al termine dell'installazione il piezometro deve essere spurgato mediante immissione di acqua pulita per almeno 10 minuti.

### *2.2.3. Presentazione dati del sondaggio*

Per questo tipo di indagine, oltre alla consegna del log stratigrafico recante le informazioni di cui sopra, deve essere prevista una relazione generale comprendente:

- a) Piano di sicurezza dell'Impresa (se richiesto dalla vigente normativa) e Piano di controllo di qualità qualora l'Impresa sia certificata;
- b) risultati delle indagini ed eventuali osservazioni. Devono essere riportate in particolare:
  - note in merito alla modalità di messa in opera dei piezometri;
  - dimensioni del foro;
  - presenza o meno di eventuali occlusioni in fase di perforazione;
  - rispondenza delle caratteristiche tecniche del sondaggio a quelle richieste;
  - eventuale presenza di acqua.

La relazione generale deve essere consegnata in triplice copia, di cui due copie rilegate e una copia non rilegata. Inoltre si richiedono due copie su CD.

Inoltre, deve essere prevista una breve relazione tecnica con documentazione, tabelle e grafici da cui risulti per ciascuna prova:

- a) la descrizione delle procedure seguite;
- b) coordinate in Gauss- Boaga in metri del sito ove è ubicato il sondaggio;
- c) la strumentazione adottata per la perforazione;

#### *2.2.4. Campianamento*

Il prelievo di campioni dovrà essere effettuato con procedure operative e con campionatori adeguati al programma di indagini previsto in progetto, e/o secondo le istruzioni dettate dalla Amministrazione durante l'esecuzione del carotaggio.

Per i tratti in cui si richiede la ricostruzione stratigrafica del sottosuolo e la conoscenza delle sole caratteristiche fisiche dei terreni, è consentito il prelievo di campioni disturbati od a disturbo limitato.

I campioni indisturbati dovranno essere estratti mediante campionatori a pareti sottili infissi a pressione (campionatore a parete sottile tipo Shelby del diametro minimo di 80 mm), preferibilmente dotati di pistone (campionatore tipo Osterberg) od a rotazione a doppia o a tripla parete con scarpa avanzata tipo Denison o tipo Mazier modificato.

Per il campionatore semplice tipo Shelby la scarpa del tubo campionatore deve avere un tagliente con angolo non superiore a 6°. L'impresa dovrà produrre un'attestazione relativa all'uso di campionatori con i requisiti richiesti. Il laboratorio, incaricato di eseguire le indagini geotecniche sui campioni prelevati, verificherà la conformità dei tubi campionatori con i requisiti prescritti comunicandolo alla Amministrazione.

Inoltre, i campionatori a pareti sottili, con o senza pistone, dovranno avere un coefficiente di ingresso molto piccolo e certamente minore di 0.5 %.

E' prevista un'accurata pulizia del foro di sondaggio con metodi adeguati (carotiere semplice e manovra finale a secco, utensile di spurgo a getto radiale e soprastante calice di raccolta del detrito, ecc.).

Nel caso di campionatori tipo Denison il campione sarà alloggiato in un tubo PVC interno al tubo non rotante e opportunamente paraffinato dopo il recupero. L'entità della sporgenza del tubo interno va concordata con la direzione lavori.

Nel caso di campionatore Mazier modificato il campione sarà alloggiato in un tubo di acciaio inossidabile, cadmiato o comunque trattato. Anche in questo caso si procederà alla paraffinatura.

In ogni caso l'Impresa fornirà le caratteristiche del tubo campionatore in dotazione e quanto non espressamente indicato andrà concordato con l'Amministrazione.

Per il prelievo in terreni incoerenti sciolti l'Amministrazione potrà richiedere, concordando l'esecuzione con l'Impesa, l'utilizzo di idonee resine.

I campioni indisturbati dovranno avere dimensioni non inferiori a 80 mm di diametro e 500mm di lunghezza. I campioni dovranno essere prelevati alle profondità concordate con l'Amministrazione.

Tutti i campioni prelevati dovranno essere perfettamente sigillati su entrambe le estremità della fustella (metallica o di plastica) mediante paraffinatura a caldo e chiusura con tappo. Sul campione dovrà essere apposta un'etichetta (non degradabile per umidità) in cui saranno indicati:

- designazione del cantiere - Committente - Esecutore;
- designazione del sondaggio;
- tipo di campione e numero d'ordine;
- profondità di prelievo (da/a);
- orientamento (alto/basso);
- data di prelievo.

Nel caso di campioni indisturbati dovranno essere riportati i dati relativi al campionamento eseguito con l'annotazione del:

- tipo di campionatore;
- metodo d'infissione del campionatore;
- condizioni di prelievo (presenza d'acqua, energia d'infissione, ecc.);

I campioni devono essere conservati, a cura dell'Amministrazione in locali idonei, in posizione orizzontale evitando scuotimenti ed urti e particolarmente protetti dai raggi del sole, dal gelo e da fonti di calore fino al momento della consegna al laboratorio geotecnico.

Rientra tra i compiti dell'Impresa il trasporto e la consegna dei campioni al laboratorio geotecnico per le analisi.

#### *2.2.5. Standard Penetration Test*

Le prove S.P.T saranno effettuate nelle formazioni sabbiose presumibilmente presenti dai 6-8 metri di profondità, con cadenza di una ogni metro e mezzo.

Il numero delle prove S.P.T. sarà aumentato o ridotto in ragione dell'effettivo spessore delle formazioni sabbiose.

A fondo foro opportunamente pulito, dovrà essere infisso a percussione un campionatore di forma e dimensioni standard (tipo Raymond), attraverso il quale, in base al numero dei colpi (N) necessari alla penetrazione di 45 cm, misurati separatamente in tre tratti di 15cm ciascuno, sia possibile valutare orientativamente lo stato dei terreni.

La percussione dovrà essere effettuata secondo le modalità contenute nella norma ASTM n° D 1586/67 salvo quanto specificato di seguito.

Deroghe alla norma ASTM n° D 1586/67:

- 1) Se la prova interesserà terreni molto compatti o ghiaiosi, l'Impresa potrà impiegare, al posto della scarpa del campionatore sopra descritto, una punta conica del diametro di 51 mm e di 60 ° di apertura angolare;
- 2) Le tre fasi di penetrazione di 15 cm ciascuna andranno comunque eseguite;
- 3) Per ciascuna fase, in caso di prova a rifiuto, andrà indicata la penetrazione raggiunta in cm.

Per la prova dovrà essere usato un campionatore Raymond di lunghezza 711mm, diametro esterno di 50.8 mm, diametro interno 34.9 mm ed un dispositivo di guida e di sgancio automatico del maglio, di peso 63.5 kg, che assicuri una corsa a caduta libera di 0.76 m.

Le aste di perforazione non dovranno superare il peso di 10 kg per metro di lunghezza.

L'Impresa è tenuta a conservare il campione estratto dal campionatore trasferendolo dal tubo di campionamento in contenitori di plastica, contrassegnati con etichetta.

L'impresa è tenuta altresì ad indicare le caratteristiche del sistema di battitura.

#### *2.2.6 Prova Down-Hole*

Il metodo down-hole rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la determinazione delle proprietà fisico-meccaniche dinamiche dei terreni (Gasparini & Signanini, 1983).

Lo scopo della prova consiste nel determinare la velocità di propagazione delle onde di volume, di compressione (onde P) e di taglio (onde S), calcolando il tempo ad esse necessario per spostarsi dalla sorgente ai ricevitori, di cui è nota la distanza.

Si suppone che il volume di terreno, interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa

considerare elastico, omogeneo ed isotropo. Qualora queste caratteristiche non siano verificate è necessario operare con più punti di energizzazione.

La prova consiste nel produrre, sulla superficie del terreno, sollecitazioni verticali (per la generazione di onde di compressione P) ed orizzontali (per onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH) mediante una sorgente meccanica, e nel registrare l'istante di primo arrivo del treno d'onde ad un sistema composto di una coppia di geofoni tridimensionali, alloggiati a profondità note nel foro di sondaggio appositamente strumentato.

Conosciuta la distanza tra sorgente e ricevitori ed determinato il tempo di propagazione, è possibile stimare in maniera accurata la distribuzione delle velocità sismiche (P ed SH) in corrispondenza della verticale di misura.

L'apparecchiatura utilizzata per questo tipo di prove si deve comporre delle seguenti parti:

- sistema energizzante;
- sistema di ricezione;
- trigger;
- sistema di acquisizione dati.

I sistemi energizzanti (sia per la generazione delle onde P sia delle onde SH) devono essere in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali, ovvero con la possibilità di ottenere prevalentemente onde di compressione e/o di taglio polarizzate su piani orizzontali (ed eventualmente anche verticali).

Per generare le onde di compressione P, si utilizzeranno i metodi classici quali caduta di un grave, cannoncino, mazza, etc..

Dovranno comunque essere evitati sistemi in grado di generare vibrazioni e/o rimbalzi durante la generazione del segnale, in grado di inficiare la lettura del segnale per l'intero sismogramma richiesto.

Per generare le onde SH la sorgente è generalmente costituita da un parallelepipedo di legno e di forma tale da potere essere colpito lateralmente ad entrambe le estremità con una massa. E' importante che il parallelepipedo venga gravato di un carico statico addizionale in modo che possa rimanere aderente al terreno sia al momento in cui viene colpita sia successivamente, affinché l'energia prodotta non venga in parte dispersa.

Con questo dispositivo è possibile generare essenzialmente delle onde elastiche di taglio polarizzate orizzontalmente, con uniformità nella polarizzazione e con una generazione di onde P anch'esso trascurabile. Inoltre, data l'entità di energia generalmente prodotta, le deformazioni indotte nel terreno in prossimità della superficie sono inferiori a 10-2 % e decrescono con la profondità.

E' necessario un buon accoppiamento fra parallelepipedo e terreno cosa che si ottiene facilmente in terreni a granulometria fine, nel caso viceversa di presenza di terreni a granulometria più grossolana sarà necessario approntare delle piazzole realizzando uno strato di materiale fine al contatto con il parallelepipedo energizzante. Sono da evitare come punti di energizzazione zone in cui affiorano rocce compatte e superfici bitumate.

Va tenuto conto che minore è la superficie di accoppiamento parallelepipedo - terreno, più pulito e ricco in alte frequenze sarà il segnale, d'altra parte soprattutto con superfici di contatto ridotte è necessario verificare che il parallelepipedo non si infossi nel terreno poiché in tal caso si produrrebbero onde di compressione.

Il sistema di ricezione si deve comporre di due (o più) ricevitori, ciascuno dei quali è costituito da un trasduttore di velocità orientato secondo le componenti di una terna cartesiana ortonormale e collocati all'interno di un unico contenitore (preferibilmente di forma cilindrica) di lunghezza non superiore ai 450 mm, in modo che uno dei tre trasduttori sia orientato secondo la lunghezza del contenitore (trasduttore verticale) e gli altri ad esso perpendicolari (trasduttori orizzontali). I trasduttori devono possedere appropriate caratteristiche di frequenza e sensitività tali da potere ricevere in maniera adeguata il treno d'onde prodotto dalla sorgente.

La risposta in frequenza dei trasduttori non deve variare più del 5% su un campo di frequenze compreso tra metà e due volte la frequenza predominante del treno d'onde che si propaga all'interno del mezzo.

I ricevitori devono essere collegati, secondo la loro lunghezza, in modo di fissarne la distanza verticale (compresa tra 1 e 3 m) e l'orientazione relativa (in modo che i trasduttori orizzontali siano paralleli e concordi a due a due) e in modo tale da potere anche controllare dalla superficie l'orientazione assoluta.

Bisogna porre particolare attenzione al fatto che i sistemi previsti per mantenere costanti le distanze e per garantire l'isorientazione dei geofoni non producono interazione sismica tra i due sensori. E' necessario adottare un adeguato sistema di ancoraggio per garantire un buon accoppiamento in foro tra i ricevitori e le pareti di rivestimento.

Il trigger consiste in un circuito elettrico che viene chiuso nell'istante in cui la sorgente viene attivata, consentendo a un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e di produrre un impulso che viene inviato ad un sensore collegato al sistema di acquisizione dati; in questo modo è possibile individuare e visualizzare l'esatto istante in cui la sorgente viene attivata e parte la sollecitazione dinamica.

L'attivazione del circuito per individuare l'istante di energizzazione deve, all'atto delle sollecitazioni ripetute, consentire una differenza di chiusura non superiore a 0.5 ms.

Il sistema di acquisizione dati deve essere di tipo multicanale in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa dinamica minima a 16 bit. Esso è collegato a ciascuno dei geofoni tridimensionali in foro ed al sensore del trigger e consente quindi di registrare in forma numerica e visualizzare come tracce su un apposito monitor le vibrazioni a partire dall'impulso inviato dal trigger. Poiché è necessario eseguire la differenza tra traccia relativa alla battuta destra e quella alla battuta sinistra, è necessaria una strumentazione che preveda la funzione "inversione di polarità".

L'esecuzione della prova down-hole deve essere preceduta da una fase preparatoria durante la quale viene realizzato il foro in cui alloggiare i ricevitori e vengono preparati gli strumenti di energizzazione e di registrazione.

Per quanto riguarda la realizzazione del foro di sondaggio, durante la fase di perforazione, ogni cura deve essere posta per ridurre al minimo il disturbo sulle pareti e nelle zone di terreno circostanti il foro.

La perforazione deve essere eseguita a rotazione ed è opportuno sostenere le pareti con fango bentonitico. Successivamente il foro deve essere rivestito con una tubazione in materiale ad alta impedenza alle vibrazioni.

Si devono utilizzare tubi a sezione circolare in ABS o PVC, di spessore maggiore o uguale a 3.0 mm, lunghezza minima degli spezzoni di 3 metri, assemblati mediante filettatura a vite ed eventuali manicotti di giunzione e muniti di tappi di testa e fondo foro. Infine il foro deve essere cementato in corrispondenza dello spazio anulare compreso tra le pareti e il tubo di rivestimento.

La cementazione deve essere eseguita in modo da garantire la continuità del contatto terreno-tubazione. E' possibile, prima ancora di collocare il rivestimento, chiudere il fondo del foro con un cappello (packer) dotato di valvola di controllo sferica one-way, in grado di accogliere un tubo del diametro di 38 mm; dopodiché, una volta posizionata la tubazione di rivestimento e centrata rispetto alle pareti del foro con l'ausilio di appositi distanziatori



montati sul fondo, viene calato all'interno del foro, fino a raggiungere la valvola, un tubo in ABS o PVC del diametro di 38 mm, collegato in superficie ad una pompa convenzionale per mezzo della quale viene iniettata la miscela cementizia, che, una volta raggiunto il fondo del foro, inizia a riempire dal basso verso l'alto in maniera uniforme l'intercapedine tra foro e rivestimento, spazzando via il fango e i detriti eventualmente presenti (normativa ASTM).

E' possibile, altresì, calare direttamente il tubo per l'iniezione nell'intercapedine fino al fondo del foro e quindi procedere alla cementazione dal basso verso l'alto, con tutti quegli accorgimenti necessari, in modo da potere garantire la continuità del contatto terreno-tubazione. La miscela da utilizzare per la cementazione, in linea di massima, è costituita da una malta a ritiro controllato (acqua + cemento + bentonite), in particolare per la parte del foro che penetra nella roccia si consiglia il cemento di Portland convenzionale di densità pari a 2.2 Mg/m<sup>3</sup>, mentre per la parte a contatto con terreni, sabbie e ghiaie si sceglie una miscela con una densità prossima a quella del terreno circostante (da 1.8 Mg/m<sup>3</sup> a 1.9 Mg/m<sup>3</sup>), ottenuta mescolando 450 g di cemento di Portland, 450 g di bentonite a 2.8 kg di acqua.

La pressione di iniezione non deve essere superiore a 2 atm (normativa ASTM). Questo in condizioni normali; qualora la situazione incontrata presentasse forti venute di acqua, fratturazione, scavarnamenti, etc., la composizione della miscela e pressione d'iniezione potranno essere opportunamente variate sentita l'Amministrazione e tenuto conto che l'obiettivo è un contatto solidale tra terreno e tubo di rivestimento.

Questo tipo di prova è poco sensibile alla deviazione dell'asse del foro dalla verticale, per cui non si rendono necessari controlli di verticalità.

Una volta terminata le operazioni di rivestimento e cementazione l'interno dei tubi deve essere lavato con acqua pulita e lasciato pieno d'acqua. La prova si sviluppa secondo le seguenti fasi:

1. Dopo avere predisposto un opportuno piano d'appoggio la sorgente viene collocata sulla superficie in prossimità del foro ad una distanza dal centro in genere compresa tra 3 m e 7 m e orientata perpendicolarmente al raggio uscente dal foro.

Per la produzione di onde P si energizza con massa battente ed impatto verticale; per la produzione di onde SH la sorgente (parallelepipedo, trave) viene fissata al terreno applicando sulla sua superficie un carico statico;

2. Il sistema, costituito dai due ricevitori (geofoni tridimensionali) equidistanti e con costante orientamento relativo viene calato alla profondità desiderata (1 m) collegandolo alla superficie mediante un sistema che ne consente l'orientamento assoluto dalla superficie;

3. Il sistema dei ricevitori viene orientato dalla superficie in modo tale che uno dei trasduttori orizzontali di ciascun ricevitore sia orientato parallelamente all'asse della sorgente e quindi alla direzione di polarizzazione delle onde S in modo da massimizzarne l'ampiezza di ricezione ai ricevitori.

Quindi i ricevitori vengono fissati alle pareti del tubo;

4. Viene attivata la registrazione (pre-trigger) delle vibrazioni rilevate e dai trasduttori che costituiscono i ricevitori con un opportuno anticipo rispetto all'attivazione della sorgente.

Tale fase può essere evitata nel caso che la strumentazione consenta la registrazione del segnale all'istante di time-break cioè all'attivazione del segnale;

5. Viene attivata la sorgente, producendo una sollecitazione che, attivando il trigger, si propaga dalla sorgente verso i ricevitori con vibrazioni di tipo P; in seguito (con energizzazione separata e distinta) si generano vibrazioni di tipo SH, dirette perpendicolarmente alla direzione di percussione e polarizzate sul piano orizzontale.

Poichè si debbono ricavare onde SH, per l'ottenimento di una buona qualità dei dati, si debbono produrre alla sorgente due onde di polarità opposta e sommare le registrazioni di ogni singolo ricevitore, in modo da individuare meglio l'istante di primo arrivo (metodo cross-over). Detta operazione deve essere eseguita in campagna, in fase di acquisizione, se lo strumento prevede l'inversione di polarità.

Può essere eseguita registrando separatamente i files battuta destra - battuta sinistra, ma in questo caso sarà necessario un bilanciamento spettrale prima di procedere alla differenza delle tracce;

6. Il tempo di registrazione deve essere pari ad 1 s. Tale esigenza deriva dalla possibilità di utilizzare i dataset sismici acquisiti in assetto down-hole per estensioni delle indagini attraverso differenti modalità interpretative, come la tecnica sperimentale VSP (Vertical Seismic Profiling);

7. Viene riprodotta la sollecitazione e quindi ripetuta la prova ad una profondità inferiore (o superiore se si procede dal basso verso l'alto) di non più di 1 m, e comunque non meno di 40-50 cm, abbassando (o sollevando) i ricevitori;

8. Raggiunto il fondo (o la sommità) del foro, la prova viene ripetuta questa volta procedendo nel verso opposto.

#### 2.2.7 *Cone Penetration Test*

La prova penetrometrica statica, che consiste nell'infissione a pressione nel terreno di una punta d'acciaio chiusa di forma conica, ha lo scopo di misurare la forza necessaria alla penetrazione della punta ( $Q_c$ ), la forza di attrito laterale tra il terreno ed un manicotto d'acciaio situato al di sopra della punta ( $Q_s$ ) ed eventualmente la pressione della fase liquida nei pori durante l'avanzamento della punta ( $u$ ).

Da queste misure, effettuate separatamente, ma in modo continuo, è possibile determinare tramite correlazioni semiempiriche le seguenti caratteristiche:

- andamento stratigrafico;
- densità relativa (DR), angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ) e resistenza alla liquefazione dei terreni granulari;
- resistenza al taglio non drenata ( $S_u$ ) dei terreni a grana fine;
- modulo di taglio elastico a piccole deformazioni ( $G_0$ ).

La prova penetrometrica statica può essere realizzata in qualsiasi tipo di terreno sciolto.

La prova risulta drenata nel caso dei terreni granulari (ghiaie fini, sabbie, sabbie debolmente limose) e non drenata in quelli saturi a grana fine (argille, argille limose).

Nei terreni a grana fine parzialmente saturi e nel caso di terreni limosi e limo-argillosi è possibile che si verifichi una condizione di parziale drenaggio.

L'interpretazione convenzionale dei risultati di prova fa riferimento o ad una condizione drenata o a quella non drenata.

La norma ASTM D3441-94 è quella di riferimento salvo quanto specificato nelle presenti specifiche.

La prova viene eseguita infiggendo a pressione nel terreno una punta conica di acciaio di forma e dimensioni standard con una velocità di avanzamento costante pari a 2 cm/s.

Le principali caratteristiche del cono standard sono di seguito riportate. E' fatto obbligo, nell'impiego di punte diverse da quella standard, di indicare dimensioni e caratteristiche:

- area di base 1000 mm<sup>2</sup> (tolleranze -5% + 2%);
- angolo di apertura 60° (altezza del cono compresa tra 24 e 31.2 mm);
- superficie del manicotto compresa tra 14.700 e 15.300 mm<sup>2</sup> con rugosità compresa tra 0.25 e 0.75 µm. il diametro non deve risultare inferiore a quello del cono mentre può risultare maggiore con una tolleranza di 0.35 mm;
- estensione cilindrica  $2 = h_e = 5\text{mm}$  (senza setto poroso);  $h_e = 15\text{mm}$  (con setto poroso);
- rugosità del cono inferiore a 1 µm.

Per i penetrometri attrezzati per la misura della pressione dell'acqua (Piezoconi, CPTU), il setto poroso deve avere una permeabilità di 0.01 cm/s e deve essere saturato con glicerina.

Il filtro può essere costituito da plastica porosa, materiale ceramico o acciaio inox sinterizzato.

Il Sistema di spinta consiste di:

- batteria di aste di spinta cave;
- batteria di aste interne piene (solo punte telescopiche);
- dispositivo di spinta;
- dispositivo di ancoraggio.

Le aste di spinta cave sono avvitate l'una sull'altra a formare una batteria rigidamente collegata con asse rettilineo costante.

La flessione nel punto centrale di un'asta di spinta lunga 1 m non deve risultare superiore a 0.5 mm per le aste inferiori e 1 mm per le altre.

Sulle aste cave, di diametro esterno 36 mm, se necessario, potrà essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito del terreno lungo la batteria a non meno di m 1,00 sopra la punta.

Le aste interne, a sezione piena, sono impiegate unicamente nei penetrometri meccanici di tipo telescopico .

Il diametro di tale aste deve essere da 0.5 ad 1 mm inferiore a quello interno delle aste cave. Devono scorrere con grande facilità rispetto alle aste cave. Il sistema di spinta deve avere una corsa minima di 1 m e deve spingere le aste a velocità di penetrazione costante ( $20\text{mm/s} \pm 5\text{mm}$  indipendentemente dalla natura e dalle caratteristiche del terreno).

Si utilizzerà in generale un'apparecchiatura a spinta idraulica di capacità non inferiore al piano a 20 t.

L'attrezzatura di spinta deve essere ancorata o zavorrata in modo tale da non muoversi rispetto a piano campagna.

Vengono utilizzati a tale scopo autocarri zavorrati per spinte fino a 20 t. In alternativa è possibile utilizzare 4 o 6 eliche di ancoraggio.

Le punte elettriche sono strumentate mediante celle estensimetriche per la misura continua della forza assiale agente sul cono ( $Q_c$ ) e della forza di attrito laterale agente sul manicotto ( $Q_s$ ). Per questa seconda misura è fondamentale che la cella estensimetrica sia insensibile agli sforzi normali e misuri unicamente quelli di taglio.

Il piezocono è attrezzato per la misura della pressione interstiziale ( $u$ ) mediante un trasduttore di pressione.

Normalmente le punte elettriche hanno un fondo scala da 5 t.

E' possibile utilizzare coni con due celle di carico agenti in serie e dotate di diverso fondo scala nel caso di terreni teneri.

I sensori sono condizionati da una centralina posta in superficie.

Il collegamento elettrico è realizzato via cavo inserito nelle aste di spinta.

La profondità è acquisita dalla centralina grazie alla presenza di un encoder collegato meccanicamente al dispositivo di spinta.

Nella prova continua (velocità di infissione pari a  $20\text{mm/s} \pm 5\text{mm/s}$ ) l'infissione di ciascuna asta di spinta (lunghezza 1 m) avviene in modo continuo.

E' raccomandato un rilevamento continuo delle grandezze ( $Q_c$ ,  $Q_s$  ed eventualmente  $u$ ).

In ogni caso l'intervallo tra due letture deve risultare inferiore a 0.2 m.

Le misure andranno eseguite con le seguenti precisioni: non peggiore del 5% del valore misurato, non peggiore dell'1% del valore massimo di resistenza misurata nello strato attraversato.

La profondità andrà rilevata con una precisione non inferiore a 0.1 m.

Può essere accettata al massimo una deviazione dalla verticale della spinta fornita dall'attrezzatura pari al 2%.

Le punte penetrometriche elettriche possono essere strumentate con un inclinometro da utilizzare al fine di controllare la verticalità.

L'esigenza di controllare la verticalità si pone particolarmente a profondità elevate e nei terreni molto compatti o dove la presenza di elementi lapidei grossi può causare una rilevante deviazione dalla verticale.

Le prove vanno eseguite ad almeno 1 m da una precedente verticale e/o ad almeno 25 diametri da un preesistente foro di sondaggio.

Rettilinearità delle aste di spinta, usura del cono e calibrazioni dei sensori e del sistema di acquisizione dati vanno verificati periodicamente.

Per il superamento di un tratto particolarmente resistente si potrà disporre l'esecuzione di un preforo rivestito, di diametro superiore a quello delle aste del penetrometro (40 - 50 mm).

A tale fine è anche possibile ricorrere a penetrometri statici/dinamici.

Nel caso di preforo di diametro superiore occorrerà disporre all'interno una tubazione di guida del diametro anzidetto, corredata di adatti centratori.

Nella restituzione dei risultati occorrerà contrassegnare con la lettera R ogni grafico se l'attrezzatura e le modalità di esecuzione sono interamente in accordo con gli standards di riferimento.

Si farà seguire la lettera R con una delle seguenti a seconda del tipo di penetrometro impiegato:

M = meccanico

H = idraulico

E = elettrico

Occorre inoltre indicare: le caratteristiche di fondo scala dei sensori di misura, posizione dell'eventuale filtro, data, identificazione della prova, ubicazione e ditta esecutrice.

Occorre inoltre indicare:

- La profondità alla quale un anello allargatore o aste di spinta di minore diametro sono state manovrate (parzialmente estratte e risospinte a quota) per ridurre l'attrito laterale e per ottenere quindi una maggiore penetrazione;
- Ogni interruzione della normale procedura;
- Osservazioni dell'operatore relative al tipo del terreno, suoni sulle aste di spinta sobbalzi per presenza di ghiaia, inconvenienti, ecc.;

- Dati relativi alla esistenza ed allo spessore di riporti, o alla esistenza ed allo spessore di scavi, nonché la quota di inizio prova rispetto alla superficie del terreno originale o modificata;
- La quota di piano campagna;
- Eventuali letture inclinometriche;
- Tutte le verifiche effettuate dopo l'estrazione;
- Livello idrico nel foro dopo l'estrazione;
- Eventuale profondità alla quale il foro è franato;
- Eventuale riempimento del foro a fine prova.

Infine occorre indicare: identificativo della punta, nome dell'operatore, date e riferimenti certificati di taratura dei sensori.

Vengono determinate le seguenti grandezze:

1. Resistenza alla punta  $q_c = Q_c/A_c$  ( $A_c$ =area di base del cono);
2. Attrito laterale locale  $f_s = Q_s/A_s$  ( $A_s$ =area del manicotto);
3. Spinta totale  $Q_t$  è la forza necessaria a spingere contemporaneamente nel terreno la punta e le aste;
4. Resistenza di attrito totale  $Q_{st} = Q_t - Q_c$ ;
5. Rapporto delle resistenze  $R_f (\%) = 100 f_s/q_c$ ;
6. Indice delle resistenze  $I_f = q_c/f_s$ .

Grafici, scale raccomandate:

- per la profondità: 1 unità a piacere  $x = 1$  m (in ordinate);
- per la resistenza alla punta ( $q_c$ ):  $x = 20$  kg/cm<sup>2</sup> (2000 kN/mq, 2 MPa);
- per la resistenza laterale ( $f_s$ ):  $x = 0,5$  kg/cm<sup>2</sup> (50 kN/m<sup>2</sup>);
- per il rapporto ( $R_f$ ):  $x = 20$  unità del rapporto;

- per la forza di attrito totale  $Q_{st}$ :  $x = 500 \text{ kg (5kN)}$ ;
- per la pressione dell'acqua  $u$ :  $x = 0.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (20 kPa)}$ .

Per il penetrometro meccanico l'elaborazione grafica dovrà essere accompagnata dalla copia delle letture ai manometri, che verranno effettuate ogni 20 cm di avanzamento, delle grandezze misurate.

I valori della resistenza penetrometrica vanno corretti per effetto della  $u$ , quando questa viene misurata, nel seguente modo:

$$q_c (\text{corr.}) = q_c (\text{mis.}) + u(1-a)$$

dove  $a = A_N/A_c$  (dove  $A_c$  = area del cono,  $A_N$  = area netta del corpo dello strumento depurata dallo spessore del manicotto).

E' inoltre consigliato procedere al filtraggio statistico dei dati ed alla correzione della profondità in base alle letture inclinometriche.

Quest'ultima correzione è fattibile unicamente se si dispone delle misure inclinometriche. Il filtraggio dei dati ha lo scopo di ridurre la dispersione dei valori misurati e di pervenire ad un profilo semplificato.

Quando viene impiegata una punta con setto poroso, nel caso si eseguano misure di dissipazione della pressione neutra, dovranno essere forniti anche i grafici della pressione neutra in funzione del tempo.

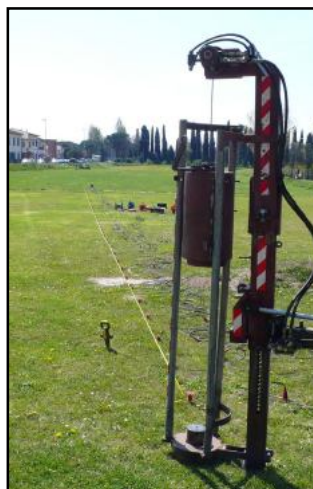
Ogni rapporto anche parziale deve comprendere una chiara planimetria del sito. Vanno riportate in risalto le posizioni in cui le prove sono state effettuate e l'eventuale sequenza temporale di esecuzione di sondaggi e prove penetrometriche.

Le prove con cono sismico potranno essere condotte secondo la procedura down – hole prima specificata.



2.1.8. *Documentazione fotografica attrezzature*

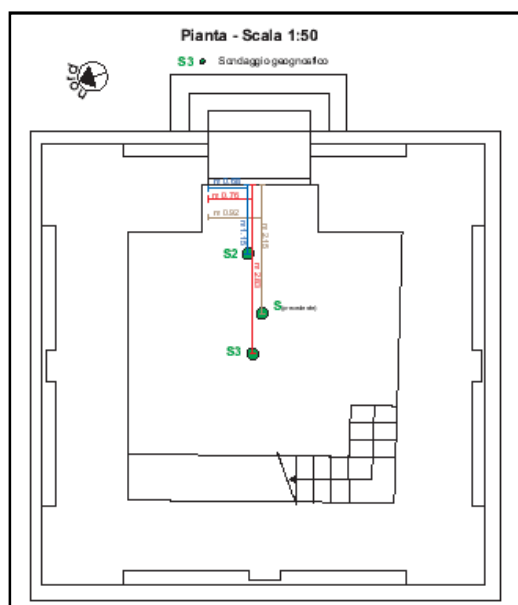
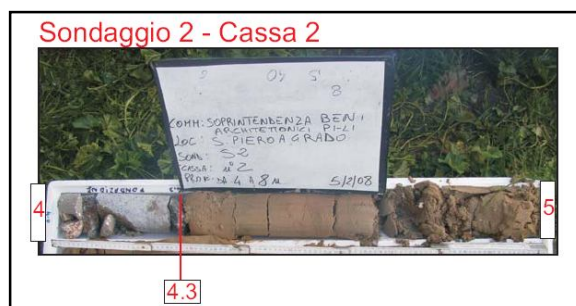
-Fig10- Prova Masw - Prova Sismica a Rifrazione



-Fig.11 - Prove Penetrometriche statiche – CPTU



-Fig.12- Sondaggi terreno per granulometria e prove di laboratorio



-Fig.13 - Prova Triassiale in laboratorio

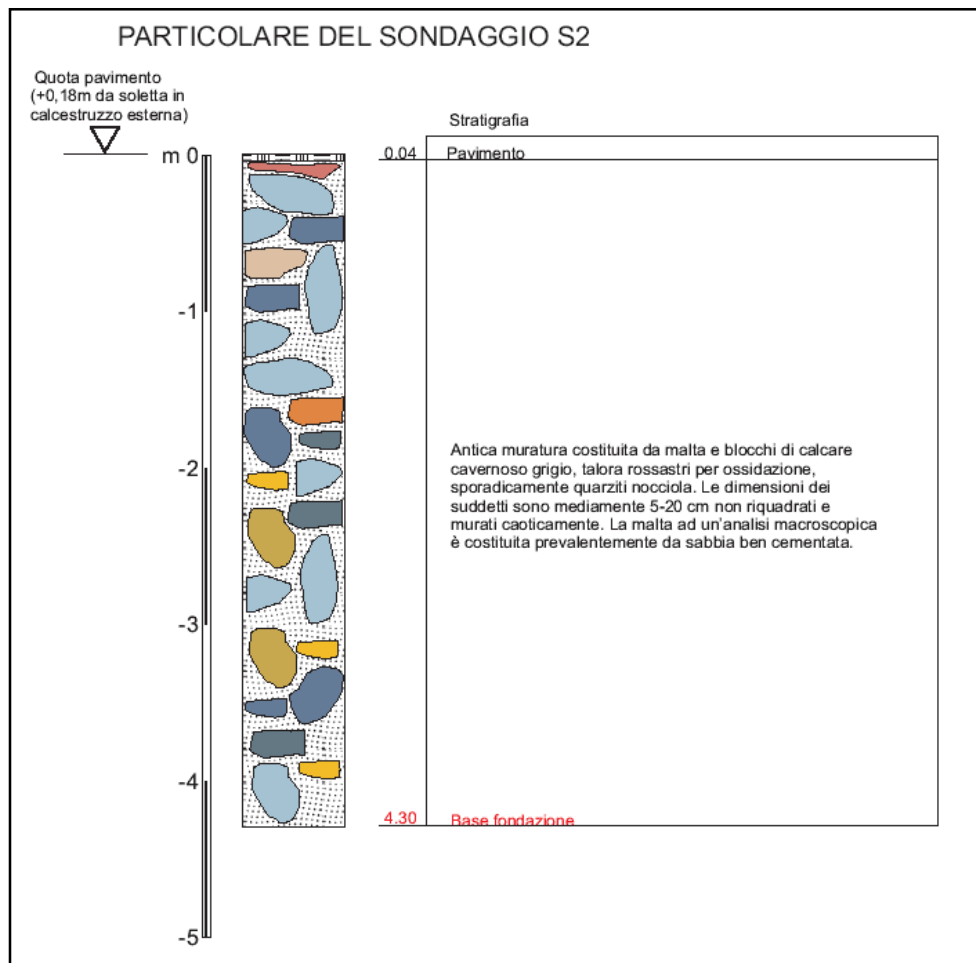




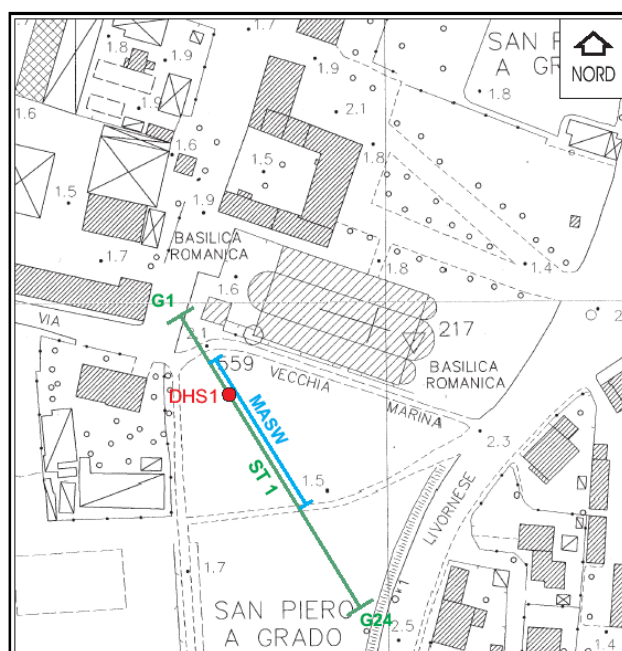
### Sondaggio 1

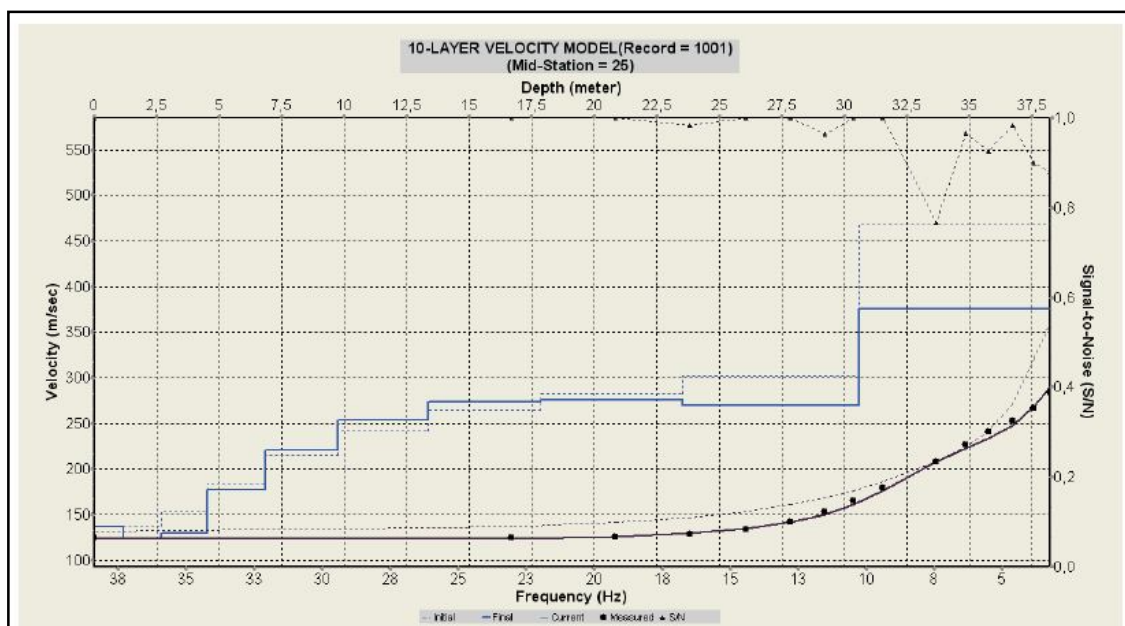
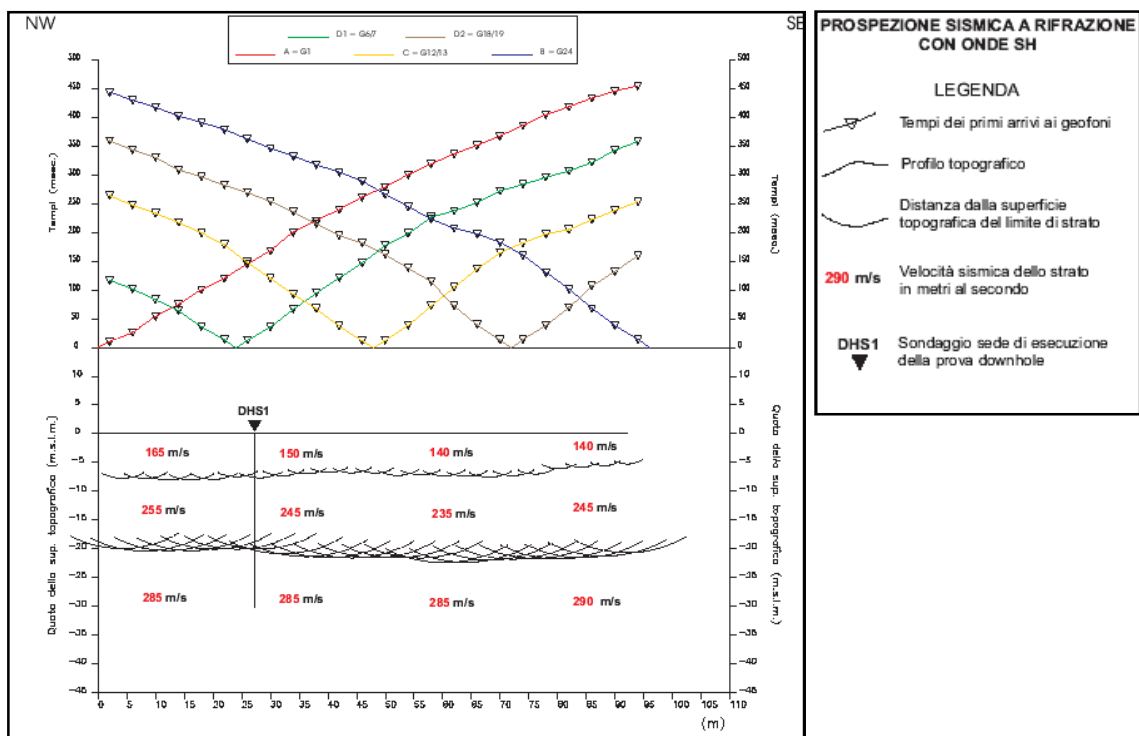
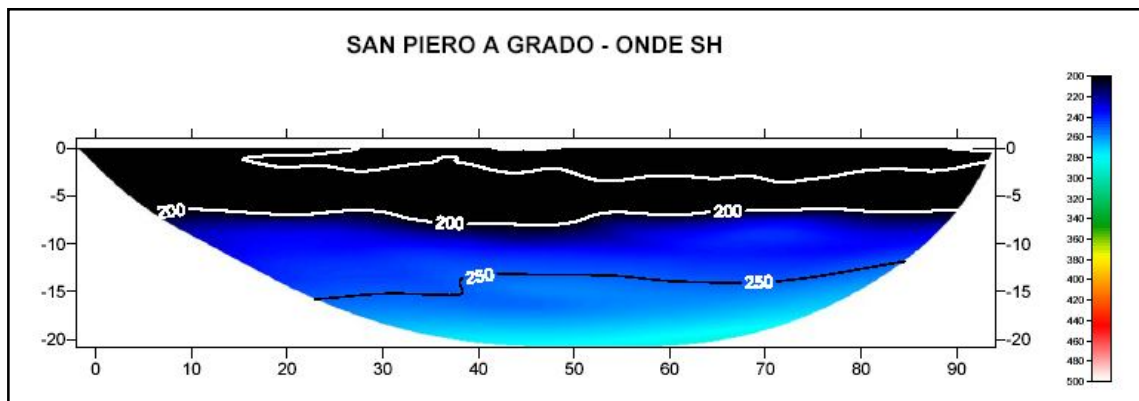
[illegible]



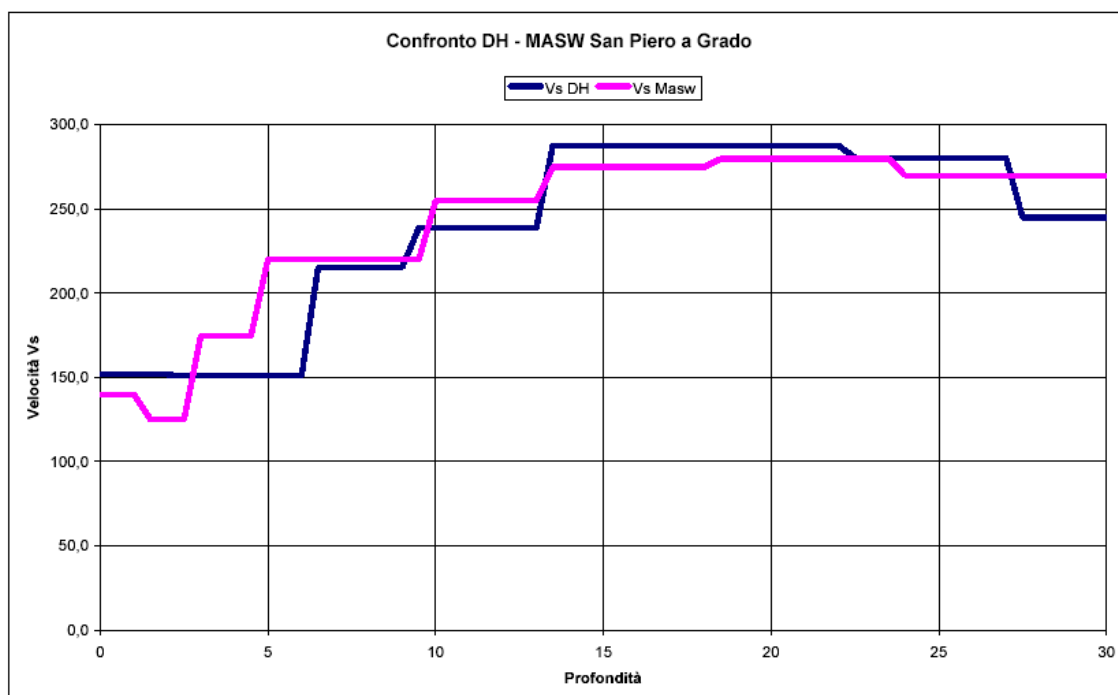
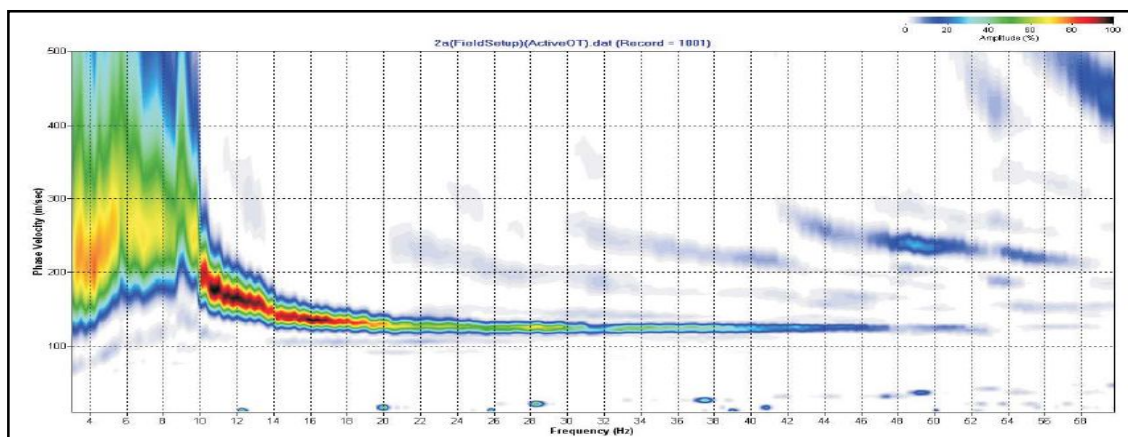


### 2.3.2. Masw – Prova Sismica a Rifrazione









### 2.3.3 Prove Penetrometriche Statiche CPTU

#### Prova n°1

##### Penetrometro

Ditta produttrice: PAGANI GEOTHECNICAL EQUIPMENT  
Modello: TG63-100  
Spinta: 100 KN  
Piezocono Pagani mod. TGAS06

##### Legenda

Rp	= resistenza alla punta	(Kg/cmq)
Rf	= resistenza laterale	(Kg/cmq)
Rp/Rf	= rapporto Begemann	
U	= pressione dei pori	(Kg/cmq)

##### Valori derivati

$\Phi$	= angolo d'attrito interno	(°)
Dr	= densità relativa	(%)
Cu	= coesione non drenata	(Kg/cmq)
mv	= coefficiente di compressibilità volumetrica	(cmq/Kg)

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
5	0,005	0,14	2,80	3,63	0,5	1,7
10	0,005	0,05	1,00	3,25	0,5	1,7
15	0,005	0,18	3,60	3,63	0,5	1,7
20	0,000	0,23	0,00	4,20	0,4	1,7
25	0,000	0,41	0,00	4,77	0,4	1,7
30	0,005	0,37	7,40	4,58	0,4	1,7
35	0,005	0,37	7,40	4,97	0,3	1,7
40	0,005	0,23	4,60	6,30	0,3	1,8
45	0,005	0,37	7,40	10,31	0,3	1,7
50	0,010	0,46	4,60	12,61	0,3	1,6
55	0,015	0,46	3,07	14,13	0,3	1,7
60	1,257	6,77	0,54	120,70	0,2	1,7
65	1,404	13,54	0,96	1,91	0,1	1,7
70	1,184	34,30	2,90	6,30	0,1	1,7
75	1,115	50,69	4,55	-2,10	0,0	1,7
80	1,286	58,74	4,57	3,82	0,1	1,7
85	1,888	62,24	3,30	1,15	0,1	1,6
90	2,533	70,25	2,77	5,92	0,2	1,6
95	3,194	83,38	2,61	25,40	0,2	1,6
100	3,345	106,49	3,18	9,17	0,2	1,7
105	3,076	122,00	3,97	2,10	0,2	1,7
110	2,807	140,97	5,02	0,38	0,1	1,6
115	2,665	163,62	6,14	-0,19	0,1	1,6
120	2,558	178,40	6,97	6,11	0,1	1,7
125	2,519	169,24	6,72	19,10	0,1	1,6
130	2,431	154,69	6,36	12,61	0,0	1,6
135	2,465	140,60	5,70	34,95	0,0	1,6
140	2,088	92,17	4,41	25,78	0,0	1,7
145	1,198	87,52	7,31	18,72	0,0	1,6
150	0,910	75,32	8,28	10,31	0,0	1,6
155	0,753	62,80	8,34	10,12	0,0	1,6
160	0,797	50,73	6,37	50,04	0,1	1,7
165	1,164	39,64	3,41	40,49	0,1	1,6
170	2,499	37,25	1,49	12,22	0,2	1,6
175	3,604	19,20	0,53	-7,83	0,2	1,6
180	4,216	15,61	0,37	-1,91	0,3	1,7
185	4,817	20,76	0,43	3,25	0,4	1,6
190	5,859	31,58	0,54	7,64	0,3	1,6
195	7,131	34,16	0,48	31,51	0,6	1,6
200	7,502	47,10	0,63	22,35	0,5	1,7
205	8,662	59,76	0,69	24,45	0,6	1,6
210	9,708	61,23	0,63	25,97	0,6	1,6
215	10,652	61,46	0,58	25,78	0,7	1,6
220	10,320	66,99	0,65	24,83	0,7	1,6
225	8,921	77,67	0,87	22,92	0,7	1,6
230	7,605	79,51	1,05	21,77	0,7	1,6
235	5,986	72,56	1,21	20,63	0,7	1,6
240	5,189	63,67	1,23	21,96	0,7	1,7
245	5,013	52,58	1,05	23,49	0,8	1,6
250	4,377	41,39	0,95	22,92	0,8	1,6
255	3,893	33,93	0,87	23,11	0,8	1,7
260	4,275	28,77	0,67	25,40	0,8	1,7
265	5,047	26,20	0,52	26,17	0,8	1,6
270	5,854	27,02	0,46	26,74	0,8	1,6
275	6,671	34,53	0,52	25,78	0,8	1,6
280	7,277	45,21	0,62	27,88	0,8	1,7
285	7,155	54,65	0,76	27,69	0,8	1,6
290	7,165	59,16	0,83	28,07	0,8	1,6
295	7,048	56,40	0,80	28,07	0,9	1,6
300	7,023	59,90	0,85	23,68	0,9	1,7
305	6,994	62,57	0,89	24,83	0,9	1,6
310	6,793	64,22	0,95	25,78	0,9	1,6
315	6,378	67,45	1,06	25,02	0,9	1,7
320	6,319	67,63	1,07	27,12	1,0	1,7
325	6,348	65,28	1,03	28,07	1,0	1,7

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
330	6,632	61,37	0,93	31,70	1,1	1,6
335	7,043	56,30	0,80	33,61	1,1	1,7
340	6,818	59,57	0,87	33,04	1,1	1,7
345	6,084	65,42	1,08	27,12	1,1	1,7
350	8,065	68,97	0,86	36,86	1,1	1,6
355	9,165	67,72	0,74	9,36	1,1	1,6
360	8,383	70,71	0,84	10,50	1,1	1,7
365	8,559	71,68	0,84	21,58	1,1	1,6
370	8,500	71,73	0,84	23,30	1,2	1,6
375	8,578	65,88	0,77	26,93	1,2	1,6
380	9,170	66,07	0,72	34,19	1,2	1,7
385	8,960	63,26	0,71	30,56	1,2	1,6
390	7,634	59,76	0,78	28,84	1,2	1,7
395	5,233	38,40	0,73	23,49	1,3	1,7
400	3,790	35,45	0,94	21,77	1,2	1,7
405	2,798	36,88	1,32	20,44	1,3	1,7
410	1,580	48,34	3,06	18,33	1,3	1,7
415	1,267	61,37	4,84	22,15	1,3	1,7
420	1,267	57,69	4,55	18,91	1,3	1,7
425	3,697	37,57	1,02	20,05	1,3	1,7
430	4,113	22,97	0,56	-3,06	1,4	1,7
435	3,756	22,97	0,61	3,06	1,3	1,7
440	4,010	29,92	0,75	11,46	1,4	1,7
445	4,333	30,85	0,71	15,66	1,4	1,7
450	3,673	32,27	0,88	15,09	1,4	1,7
455	3,609	31,08	0,86	17,19	1,4	1,7
460	4,059	27,81	0,69	21,39	1,4	1,7
465	4,186	24,58	0,59	24,06	1,5	1,7
470	4,783	25,78	0,54	27,12	1,4	1,6
475	5,165	29,51	0,57	25,78	1,5	1,7
480	6,265	30,34	0,48	26,74	1,5	1,7
485	6,206	31,40	0,51	29,03	1,6	1,7
490	5,390	36,14	0,67	29,03	1,6	1,7
495	5,013	33,56	0,67	42,21	1,5	1,7
500	5,267	33,33	0,63	40,87	1,5	1,7
505	5,028	33,15	0,66	38,01	1,5	1,6
510	4,749	34,07	0,72	38,01	1,5	1,7
515	4,485	34,11	0,76	39,15	1,7	1,7
520	4,270	33,33	0,78	40,11	1,7	1,7
525	4,064	32,23	0,79	41,63	1,6	1,7
530	4,138	30,71	0,74	42,97	1,7	1,7
535	4,363	29,19	0,67	44,69	1,6	1,7
540	4,886	29,28	0,60	46,60	1,7	1,7
545	6,221	30,39	0,49	49,66	1,7	1,7
550	7,170	32,92	0,46	51,95	1,8	1,7
555	7,209	38,53	0,53	49,47	1,8	1,7
560	6,671	43,32	0,65	49,27	1,7	1,7
565	5,600	44,43	0,79	46,41	1,8	1,7
570	4,328	39,41	0,91	42,02	1,9	1,7
575	3,487	36,97	1,06	42,02	1,9	1,7
580	4,094	42,45	1,04	30,37	1,9	1,7
585	3,854	43,74	1,13	-12,80	1,9	1,7
590	3,737	31,35	0,84	0,76	2,0	1,7
595	3,164	28,77	0,91	37,24	1,9	1,7
600	1,301	30,80	2,37	31,51	1,9	1,7
605	0,866	46,87	5,41	39,53	2,0	1,7
610	2,308	34,11	1,48	172,27	2,0	1,7
615	2,700	37,71	1,40	20,05	2,0	1,8
620	2,494	46,64	1,87	29,98	2,0	1,7
625	6,309	63,30	1,00	24,45	2,0	1,7
630	7,243	50,46	0,70	20,82	2,0	1,7
635	6,378	38,86	0,61	32,28	2,1	1,7
640	5,390	26,75	0,50	40,49	2,1	1,7
645	5,341	27,35	0,51	49,08	2,1	1,7
650	6,304	27,81	0,44	56,72	2,1	1,7

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
655	8,050	30,43	0,38	57,30	2,1	1,7
660	8,696	32,27	0,37	58,82	2,1	1,7
665	8,706	30,57	0,35	61,69	2,2	1,7
670	9,263	28,18	0,30	66,27	2,2	1,7
675	9,170	26,33	0,29	63,22	2,2	1,7
680	9,972	30,06	0,30	68,75	2,2	1,7
685	10,290	31,63	0,31	70,28	2,2	1,7
690	10,280	28,68	0,28	66,46	2,3	1,7
695	10,383	25,41	0,24	59,40	2,3	1,7
700	10,432	25,28	0,24	74,87	2,3	1,7
705	10,946	24,54	0,22	72,38	2,3	1,7
710	10,628	25,64	0,24	70,47	2,3	1,7
715	9,796	25,78	0,26	73,91	2,3	1,8
720	9,782	33,42	0,34	67,04	2,4	1,7
725	11,616	29,56	0,25	60,35	2,4	1,7
730	12,183	26,43	0,22	64,74	2,5	1,7
735	12,154	25,09	0,21	62,64	2,5	1,7
740	10,261	27,76	0,27	66,65	2,5	1,8
745	4,827	23,57	0,49	47,94	2,5	1,7
750	1,785	47,74	2,67	47,94	2,6	1,8
755	2,211	60,63	2,74	113,45	2,6	1,8
760	6,715	53,86	0,80	41,44	2,6	1,7
765	5,977	37,34	0,62	41,44	2,7	1,7
770	5,624	27,99	0,50	47,75	2,7	1,8
775	5,419	24,68	0,46	49,08	2,7	1,8
780	4,744	30,85	0,65	45,65	2,7	1,8
785	2,284	39,55	1,73	83,08	2,7	1,8
790	1,316	55,66	4,23	82,31	2,8	1,7
795	5,385	28,45	0,53	66,46	2,8	1,7
800	6,925	19,29	0,28	59,21	2,8	1,8
805	7,747	21,45	0,28	65,32	2,9	1,7
810	8,583	24,03	0,28	63,22	3,0	1,7
815	9,557	27,07	0,28	63,98	3,0	1,7
820	10,476	27,62	0,26	65,32	3,0	1,7
825	11,087	26,33	0,24	66,84	3,0	1,7
830	11,014	28,41	0,26	66,65	3,0	1,7
835	10,872	27,81	0,26	69,33	3,1	1,7
840	10,936	33,84	0,31	75,25	3,1	1,8
845	11,234	36,51	0,32	77,35	3,1	1,7
850	11,420	38,72	0,34	80,21	3,1	1,7
855	10,921	34,71	0,32	73,53	3,2	1,8
860	10,202	32,87	0,32	76,97	3,2	1,8
865	10,207	34,48	0,34	78,30	3,3	1,7
870	13,337	51,70	0,39	110,20	3,3	1,6
875	15,469	55,20	0,36	112,30	3,3	1,7
880	17,059	71,50	0,42	-9,36	3,4	1,7
885	18,648	65,01	0,35	-31,13	3,4	1,7
890	20,204	74,49	0,37	-28,27	3,4	1,6
895	21,818	51,42	0,24	76,01	3,4	1,6
900	25,241	104,88	0,42	-41,83	3,5	1,7
905	26,914	145,76	0,54	-42,97	3,5	1,7
910	26,977	145,53	0,54	-44,88	3,5	1,7
915	27,193	145,62	0,54	-40,30	3,6	1,7
920	26,547	164,86	0,62	-39,15	3,6	1,7
925	26,322	181,62	0,69	-38,01	3,6	1,7
930	26,073	165,32	0,63	-33,80	3,7	1,7
935	24,366	167,03	0,69	-34,38	3,7	1,7
940	23,882	149,90	0,63	-31,51	3,7	1,8
945	24,077	152,57	0,63	-32,09	3,8	1,7
950	23,637	144,05	0,61	-32,28	3,8	1,7
955	22,454	132,18	0,59	-34,38	3,8	1,8
960	22,498	120,21	0,53	-35,71	3,9	1,8
965	22,238	126,84	0,57	-37,62	3,9	1,8
970	23,485	121,08	0,52	-36,48	3,9	1,7
975	24,043	125,96	0,52	-37,05	4,0	1,7

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
980	24,679	140,79	0,57	-38,77	4,0	1,7
985	24,684	150,41	0,61	-40,87	4,0	1,7
990	25,090	145,62	0,58	-40,87	4,1	1,7
995	23,260	113,81	0,49	216,20	4,1	1,3
1000	24,830	134,66	0,54	-34,00	4,1	1,8
1005	24,889	145,62	0,59	-38,96	4,1	1,7
1010	25,603	149,85	0,59	-38,58	4,2	1,8
1015	26,532	162,10	0,61	-37,24	4,2	1,7
1020	28,029	175,18	0,62	-38,01	4,2	1,8
1025	28,777	184,11	0,64	-32,66	4,3	1,8
1030	27,926	202,15	0,72	-35,91	4,3	1,8
1035	26,249	200,04	0,76	-34,76	4,3	1,8
1040	25,046	187,70	0,75	-30,56	4,3	1,8
1045	23,260	175,54	0,75	-36,29	4,4	1,8
1050	22,825	177,85	0,78	-38,58	4,4	1,8
1055	24,752	178,95	0,72	-47,17	4,5	1,7
1060	29,374	227,34	0,77	-37,43	4,5	1,8
1065	31,834	233,18	0,73	-19,29	4,5	1,8
1070	33,458	217,99	0,65	-10,50	4,6	1,7
1075	33,208	162,52	0,49	234,34	4,7	1,2
1080	33,717	211,91	0,63	-28,27	4,7	1,8
1085	33,433	219,70	0,66	-35,14	4,7	1,8
1090	33,331	206,67	0,62	-37,05	4,8	1,7
1095	32,186	221,67	0,69	-39,92	4,8	1,7
1100	30,655	174,95	0,57	-21,39	4,7	1,8
1105	28,645	192,95	0,67	-29,98	4,7	1,8
1110	26,958	164,08	0,61	-34,00	4,7	1,9
1115	25,598	165,46	0,65	-35,52	4,7	1,8
1120	24,464	177,39	0,73	-35,14	4,8	1,9
1125	23,251	172,78	0,74	-34,57	4,8	1,8
1130	21,852	143,64	0,66	-32,66	4,9	1,8
1135	22,434	159,15	0,71	-43,93	4,9	1,8
1140	26,601	186,27	0,70	-26,36	5,0	1,8
1145	30,474	167,03	0,55	4,39	5,0	1,8
1150	31,408	186,96	0,60	7,26	5,0	1,8
1155	31,247	218,87	0,70	16,23	5,1	1,8
1160	30,592	234,15	0,77	4,39	5,1	1,9
1165	26,943	249,07	0,92	-11,46	5,1	1,9
1170	24,434	249,76	1,02	-23,68	5,2	1,9
1175	23,471	239,12	1,02	-30,94	5,2	1,9
1180	24,336	213,11	0,88	-25,97	5,3	1,9
1185	25,256	185,58	0,73	-26,74	5,3	1,8
1190	25,642	187,61	0,73	-4,20	5,4	1,8
1195	24,928	198,20	0,80	11,46	5,4	1,8
1200	24,053	199,44	0,83	109,24	5,4	1,7
1205	24,400	207,86	0,85	108,10	5,5	1,8
1210	23,207	210,21	0,91	101,99	5,5	1,8
1215	23,256	208,97	0,90	99,89	5,5	1,8
1220	25,916	216,20	0,83	31,70	5,6	1,9
1225	27,613	194,10	0,70	0,76	5,6	1,8
1230	27,330	184,52	0,68	72,57	5,6	1,9
1235	26,620	224,71	0,84	109,05	5,6	1,8
1240	24,796	241,93	0,98	42,40	5,7	1,8
1245	25,422	204,00	0,80	48,89	5,7	1,9
1250	26,557	180,52	0,68	61,69	5,7	1,8
1255	27,716	187,47	0,68	44,50	5,7	1,8
1260	28,122	203,58	0,72	-0,38	5,8	1,9
1265	27,457	195,34	0,71	-11,46	5,8	1,8
1270	26,107	198,15	0,76	-20,05	5,9	1,8
1275	26,483	183,14	0,69	-12,80	5,9	1,8
1280	27,334	180,84	0,66	-3,25	5,9	1,9
1285	26,826	182,27	0,68	-8,59	5,9	1,9
1290	23,050	176,23	0,76	-23,30	5,9	1,9
1295	18,927	141,52	0,75	-24,83	6,0	1,9
1300	12,613	112,70	0,89	13,56	5,9	1,9

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
1305	5,033	117,44	2,33	2,67	5,9	2,0
1310	2,308	150,91	6,54	24,26	6,0	1,9
1315	1,580	72,19	4,57	157,56	6,0	1,9
1320	1,678	25,78	1,54	237,20	6,0	2,0
1325	4,509	26,29	0,58	355,23	6,0	1,9
1330	10,902	47,19	0,43	317,80	6,0	1,9
1335	18,267	70,16	0,38	15,09	6,0	1,9
1340	21,118	103,26	0,49	-3,25	6,0	1,9
1345	21,519	150,91	0,70	-25,59	6,1	1,9
1350	21,461	236,18	1,10	-30,56	6,1	1,9
1355	21,138	303,39	1,44	-35,52	6,2	1,9
1360	20,473	311,91	1,52	-34,38	6,2	2,0
1365	19,094	197,55	1,03	-31,70	6,2	1,9
1370	18,512	187,10	1,01	-33,80	6,2	1,9
1375	18,003	185,90	1,03	-33,23	6,2	2,0
1380	18,208	168,96	0,93	-30,37	6,2	2,0
1385	19,108	135,95	0,71	-28,07	6,2	2,0
1390	19,915	130,98	0,66	-25,40	6,3	1,9
1395	20,639	108,83	0,53	185,83	6,2	1,9
1400	21,603	115,00	0,53	22,15	6,3	1,9
1405	22,180	131,72	0,59	60,73	6,3	1,9
1410	23,471	156,12	0,67	37,24	6,3	1,9
1415	24,151	156,39	0,65	5,92	6,3	1,9
1420	24,258	147,69	0,61	20,44	6,3	2,0
1425	24,513	171,03	0,70	8,98	6,3	1,9
1430	24,170	156,48	0,65	-0,38	6,4	2,0
1435	22,444	148,52	0,66	5,54	6,4	2,0
1440	21,676	155,89	0,72	30,75	6,4	2,0
1445	21,593	170,34	0,79	34,19	6,5	1,9
1450	21,353	171,08	0,80	17,57	6,5	1,9
1455	20,898	171,54	0,82	57,30	6,5	1,9
1460	20,429	186,73	0,91	81,55	6,5	2,0
1465	19,607	180,65	0,92	113,45	6,6	2,0
1470	19,045	174,58	0,92	93,01	6,6	2,0
1475	17,215	151,65	0,88	81,74	6,6	2,0
1480	15,734	141,11	0,90	96,83	6,6	2,1
1485	14,472	136,92	0,95	106,57	6,6	2,0
1490	13,543	132,41	0,98	105,23	6,7	2,0
1495	12,354	127,76	1,03	97,21	6,7	2,0
1500	11,787	104,78	0,89	111,54	6,7	2,0
1505	11,977	103,68	0,87	22,73	6,7	2,0
1510	12,090	93,32	0,77	20,05	6,7	1,9
1515	11,547	73,94	0,64	47,36	6,7	2,0
1520	11,307	82,13	0,73	76,59	6,8	2,0
1525	11,601	93,50	0,81	97,59	6,8	2,0
1530	11,660	95,90	0,82	119,17	6,8	2,0
1535	11,831	97,37	0,82	123,57	6,8	2,0
1540	12,129	103,63	0,85	123,95	6,8	2,0
1545	11,596	108,56	0,94	119,37	6,8	2,0
1550	11,415	106,86	0,94	130,83	6,9	2,0
1555	11,738	103,95	0,89	133,12	6,9	2,0
1560	11,943	106,16	0,89	136,36	6,9	2,1
1565	11,210	105,20	0,94	154,51	6,8	2,0
1570	11,205	105,98	0,95	135,98	6,9	1,9
1575	11,415	105,38	0,92	134,84	6,9	2,0
1580	11,689	106,07	0,91	142,48	6,9	2,0
1585	12,281	109,85	0,89	144,96	6,9	2,0
1590	12,643	114,27	0,90	140,37	6,9	2,0
1595	12,222	114,96	0,94	139,80	6,9	2,0
1600	12,007	117,81	0,98	137,89	6,9	2,0
1605	11,444	113,48	0,99	148,40	6,9	1,9
1610	11,894	111,18	0,93	148,59	6,9	2,0
1615	13,112	110,54	0,84	143,81	6,9	2,0
1620	13,577	109,62	0,81	151,64	7,0	1,9
1625	13,988	117,67	0,84	154,32	6,9	2,0

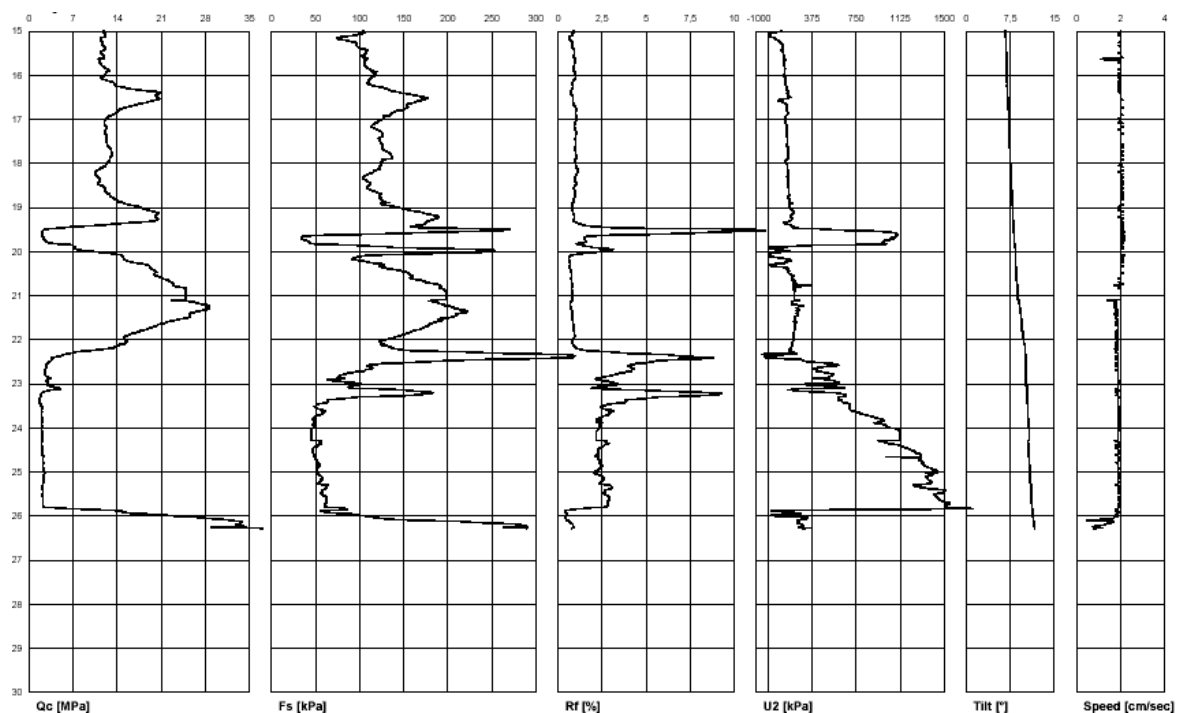
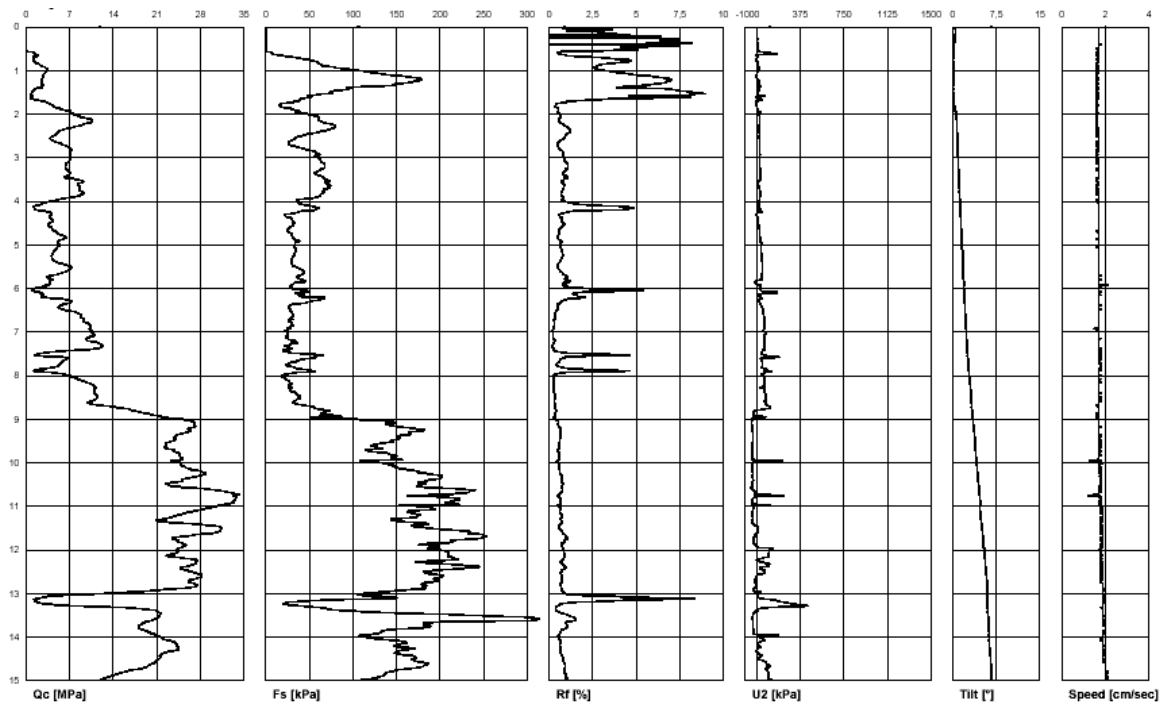
Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
1630	15,665	129,32	0,83	159,66	7,0	1,9
1635	18,394	135,95	0,74	165,58	7,0	2,0
1640	20,869	145,53	0,70	164,82	7,0	2,0
1645	20,042	161,73	0,81	172,27	7,0	2,0
1650	20,448	174,16	0,85	195,95	7,0	2,0
1655	20,399	171,63	0,84	110,77	7,1	2,0
1660	19,059	163,85	0,86	111,73	7,1	2,0
1665	17,343	154,18	0,89	157,75	7,1	2,0
1670	16,179	154,69	0,96	162,34	7,2	2,0
1675	14,927	151,93	1,02	162,91	7,1	2,0
1680	14,178	144,05	1,02	160,62	7,2	2,0
1685	13,836	137,01	0,99	168,64	7,2	2,0
1690	13,283	135,26	1,02	164,44	7,2	2,1
1695	12,403	127,62	1,03	146,29	7,2	2,0
1700	12,090	126,97	1,05	146,68	7,3	1,9
1705	11,963	121,82	1,02	146,29	7,3	2,0
1710	11,958	116,20	0,97	151,83	7,3	2,0
1715	12,168	113,62	0,93	157,18	7,3	2,0
1720	12,246	115,79	0,95	157,75	7,3	2,0
1725	12,090	121,27	1,00	159,85	7,3	2,0
1730	11,943	125,32	1,05	161,19	7,4	2,0
1735	12,212	124,90	1,02	161,38	7,4	2,0
1740	12,271	124,26	1,01	164,44	7,4	2,0
1745	12,383	121,91	0,98	164,63	7,4	2,0
1750	12,266	122,97	1,00	165,97	7,4	2,0
1755	12,364	125,18	1,01	166,35	7,4	2,0
1760	12,491	125,92	1,01	162,34	7,4	2,0
1765	12,804	124,99	0,98	169,02	7,4	2,0
1770	13,034	127,39	0,98	165,78	7,5	2,0
1775	13,127	133,24	1,02	168,64	7,5	2,0
1780	13,239	135,12	1,02	168,45	7,5	2,1
1785	12,941	136,18	1,05	167,11	7,5	2,0
1790	12,799	135,40	1,06	169,02	7,5	2,0
1795	12,716	124,72	0,98	144,77	7,5	2,0
1800	12,432	123,52	0,99	158,33	7,5	2,1
1805	12,090	123,34	1,02	164,25	7,6	1,9
1810	11,532	122,78	1,06	164,25	7,6	2,0
1815	10,833	119,01	1,10	168,83	7,6	2,0
1820	10,505	115,28	1,10	168,45	7,6	1,9
1825	10,476	108,74	1,04	168,83	7,7	2,0
1830	10,828	104,78	0,97	162,91	7,7	2,0
1835	11,136	104,28	0,94	174,94	7,7	2,0
1840	11,200	108,37	0,97	170,17	7,7	2,0
1845	10,833	112,75	1,04	169,60	7,7	2,0
1850	11,400	110,86	0,97	170,55	7,7	2,0
1855	12,070	108,56	0,90	176,28	7,7	2,1
1860	12,031	112,10	0,93	175,52	7,7	2,0
1865	12,149	118,92	0,98	176,47	7,8	2,1
1870	12,736	123,52	0,97	181,44	7,8	2,1
1875	12,985	122,92	0,95	174,94	7,8	2,1
1880	13,420	123,06	0,92	182,58	7,8	2,1
1885	13,983	126,10	0,90	186,02	7,8	2,0
1890	15,005	123,43	0,82	206,46	7,8	2,0
1895	16,193	130,15	0,80	181,82	7,9	2,1
1900	17,656	143,55	0,81	182,20	7,9	2,0
1905	18,600	153,58	0,83	202,06	7,9	2,0
1910	20,057	168,59	0,84	221,73	7,9	2,0
1915	20,434	177,52	0,87	205,12	7,9	2,0
1920	20,072	188,85	0,94	191,56	7,9	2,0
1925	20,336	187,01	0,92	204,55	7,9	2,1
1930	20,072	179,00	0,89	190,99	8,0	2,0
1935	15,768	174,95	1,11	136,17	8,0	2,1
1940	11,625	168,68	1,45	196,33	8,0	2,1
1945	6,025	161,73	2,68	240,07	8,1	2,0
1950	2,489	269,74	10,84	522,73	8,0	2,1



Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
1955	2,147	206,85	9,63	989,88	8,0	2,1
1960	1,986	123,84	6,24	1096,45	8,1	2,0
1965	2,079	38,30	1,84	1091,48	8,1	2,1
1970	2,260	34,21	1,51	1046,22	8,1	2,0
1975	2,499	39,09	1,56	987,59	8,1	2,1
1980	3,047	43,05	1,41	971,73	8,2	2,1
1985	6,583	78,86	1,20	689,84	8,3	2,0
1990	7,253	137,33	1,89	10,70	8,3	2,0
1995	7,512	228,53	3,04	58,25	8,4	2,0
2000	10,241	248,65	2,43	144,00	8,4	2,0
2005	13,313	172,23	1,29	23,30	8,4	2,0
2010	14,804	101,56	0,69	13,75	8,4	2,0
2015	14,976	92,40	0,62	118,03	8,4	2,0
2020	15,377	99,12	0,64	199,01	8,4	2,0
2025	16,633	111,60	0,67	147,44	8,4	2,1
2030	18,810	127,76	0,68	8,21	8,4	2,0
2035	19,235	122,55	0,64	102,75	8,5	2,0
2040	19,514	137,15	0,70	162,53	8,4	2,0
2045	20,223	148,70	0,74	177,62	8,5	2,0
2050	19,891	155,61	0,78	177,62	8,5	2,0
2055	20,140	159,34	0,79	217,15	8,5	2,0
2060	21,153	156,67	0,74	205,88	8,5	2,0
2065	22,048	170,62	0,77	228,99	8,6	2,0
2070	22,708	175,08	0,77	213,71	8,6	2,0
2075	23,001	189,49	0,82	224,41	8,6	2,0
2080	23,613	192,49	0,82	257,83	8,7	2,0
2085	24,967	195,99	0,78	215,81	8,7	2,0
2090	24,830	197,78	0,80	224,41	8,7	2,0
2095	24,830	197,78	0,80	224,41	8,7	2,0
2100	24,830	197,78	0,80	224,41	8,7	2,0
2105	24,830	197,78	0,80	224,41	8,7	2,0
2110	22,752	186,87	0,82	270,63	9,1	1,4
2115	26,395	188,34	0,71	207,22	9,0	1,8
2120	27,682	196,03	0,71	219,82	9,1	1,7
2125	28,704	203,67	0,71	257,64	9,1	1,8
2130	28,239	211,04	0,75	253,63	9,2	1,8
2135	27,124	219,65	0,81	253,63	9,2	1,8
2140	25,530	212,70	0,83	243,70	9,3	1,8
2145	25,637	210,44	0,82	259,17	9,3	1,8
2150	25,236	201,28	0,80	227,85	9,3	1,8
2155	23,471	191,38	0,82	226,13	9,4	1,9
2160	21,788	184,66	0,85	239,11	9,4	1,8
2165	20,766	178,44	0,86	225,55	9,5	1,9
2170	19,930	174,49	0,88	232,62	9,5	1,9
2175	18,913	170,25	0,90	232,62	9,5	1,9
2180	17,592	159,48	0,91	224,03	9,6	1,8
2185	16,570	153,49	0,93	220,02	9,6	1,8
2190	15,631	148,06	0,95	220,59	9,6	1,9
2195	15,024	139,08	0,93	217,15	9,7	1,9
2200	15,284	128,49	0,84	217,15	9,7	1,8
2205	15,528	122,42	0,79	205,12	9,8	1,8
2210	15,034	127,02	0,84	198,82	9,8	1,9
2215	13,763	132,77	0,96	200,73	10,0	1,9
2220	12,765	139,22	1,09	194,42	10,0	1,8
2225	9,508	160,12	1,68	182,20	10,0	1,8
2230	6,739	247,09	3,67	225,55	10,0	1,8
2235	5,292	336,17	6,35	127,39	10,1	1,9
2240	3,976	341,93	8,60	-16,23	10,0	1,9
2245	3,556	242,81	6,83	283,42	10,1	1,8
2250	3,287	175,59	5,34	339,38	10,1	1,9
2255	2,802	124,76	4,45	549,66	10,1	1,9
2260	2,739	108,79	3,97	528,84	10,1	1,8
2265	2,680	114,64	4,28	377,96	10,1	1,9
2270	2,529	105,47	4,17	418,45	10,2	1,9
2275	2,460	87,06	3,54	516,04	10,1	1,9

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
2280	2,548	79,32	3,11	541,83	10,1	1,9
2285	2,993	77,67	2,60	517,19	10,2	1,9
2290	2,934	63,67	2,17	505,73	10,2	1,9
2295	2,739	79,83	2,91	561,31	10,2	2,0
2300	2,959	100,00	3,38	348,93	10,2	1,9
2305	3,228	91,94	2,85	470,97	10,3	1,9
2310	4,837	92,49	1,91	651,64	10,3	1,9
2315	2,871	159,66	5,56	247,14	10,3	1,9
2320	2,157	182,04	8,44	519,48	10,3	1,8
2325	1,888	165,69	8,78	664,63	10,3	1,9
2330	1,722	97,14	5,64	608,10	10,3	2,0
2335	1,629	73,06	4,48	598,74	10,4	1,9
2340	1,673	63,39	3,79	632,54	10,4	1,9
2345	1,756	55,75	3,17	682,20	10,5	1,9
2350	1,927	50,23	2,61	688,88	10,5	1,9
2355	2,035	51,01	2,51	695,19	10,5	1,9
2360	1,951	59,11	3,03	703,59	10,5	1,9
2365	1,966	57,96	2,95	777,69	10,5	1,9
2370	1,917	55,89	2,92	820,86	10,5	2,0
2375	1,986	49,22	2,48	892,28	10,5	1,9
2380	2,015	48,75	2,42	962,57	10,5	1,9
2385	2,137	47,93	2,24	987,97	10,6	2,0
2390	2,005	49,03	2,45	944,42	10,6	1,9
2395	2,025	48,98	2,42	998,47	10,6	2,0
2400	2,005	47,79	2,38	1036,67	10,7	1,9
2405	1,995	45,30	2,27	1117,65	10,7	1,9
2410	2,049	44,75	2,18	1122,42	10,7	1,9
2415	2,049	44,75	2,18	1122,42	10,7	1,9
2420	2,049	44,75	2,18	1122,42	10,7	1,9
2425	2,049	44,75	2,18	1122,42	10,7	1,9
2430	2,074	55,20	2,66	963,71	10,5	1,8
2435	1,961	57,04	2,91	1023,87	10,5	2,0
2440	2,005	52,39	2,61	1118,41	10,6	1,8
2445	2,025	47,28	2,33	1173,03	10,5	1,8
2450	2,035	46,64	2,29	1216,20	10,6	1,9
2455	2,044	46,59	2,28	1250,19	10,6	1,9
2460	2,127	47,19	2,22	1296,98	10,6	1,9
2465	2,274	48,20	2,12	1303,67	10,6	1,9
2470	2,171	49,40	2,28	1296,03	10,7	1,9
2475	2,176	52,02	2,39	1306,53	10,7	1,9
2480	2,240	52,30	2,33	1321,43	10,7	1,9
2485	2,162	54,05	2,50	1326,39	10,8	1,9
2490	2,201	52,67	2,39	1358,86	10,8	1,9
2495	2,269	52,16	2,30	1408,71	10,8	1,9
2500	2,431	51,56	2,12	1445,00	10,8	1,9
2505	2,396	54,00	2,25	1399,16	10,9	1,9
2510	2,299	56,63	2,46	1349,89	10,9	1,9
2515	2,235	58,56	2,62	1357,33	10,8	1,9
2520	2,230	56,49	2,53	1373,57	10,9	1,9
2525	2,245	53,17	2,37	1389,61	10,9	1,9
2530	2,147	63,44	2,95	1234,53	11,0	1,8
2535	2,030	61,92	3,05	1304,81	11,0	2,0
2540	2,079	59,25	2,85	1462,18	11,0	1,9
2545	2,142	57,46	2,68	1492,74	11,1	1,9
2550	2,137	57,59	2,69	1423,80	11,0	2,0
2555	2,123	61,51	2,90	1425,52	11,1	2,0
2560	2,171	62,24	2,87	1449,20	11,1	1,9
2565	2,157	61,78	2,86	1487,20	11,1	1,9
2570	2,147	61,19	2,85	1548,13	11,2	2,0
2575	2,132	60,40	2,83	1525,40	11,2	2,0
2580	2,396	63,58	2,65	1516,62	11,2	1,9
2585	9,874	86,05	0,87	951,87	11,3	1,8
2590	14,707	59,57	0,41	103,90	11,3	1,9
2595	18,370	90,19	0,49	165,97	11,3	1,8
2600	23,212	107,50	0,46	57,68	11,3	1,9

Depth [cm]	Qc [MPa]	Fs [kPa]	Rf [%]	U2 [kPa]	Tilt [°]	Speed [cm/sec]
2605	28,523	124,30	0,44	315,89	11,4	1,7
2610	32,558	184,89	0,57	250,38	11,4	0,5
2615	33,712	236,73	0,70	248,85	11,5	1,6
2620	32,969	281,52	0,85	289,53	11,5	1,3
2625	29,017	264,03	0,91	256,11	11,6	0,8



Livello falda:		Quota:			Parametri meccanici del terreno							
		Valori			(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
profond.	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
0,01	0,0	0,0		-0,19								
0,05	0,0	0,0	19,2	0,02	--	--	0,0	8,333	--	--	0,0	8,333
0,1	0,1	0,0	34,2	0,03	--	--	--	--	--	--	--	--
0,15	0,1	0,0	32,1	0,03	--	--	--	--	--	--	--	--
0,2	0,0	0,0	9,5	0,04	--	--	0,0	12,500	--	--	0,0	12,500
0,25	0,0	0,0	2,8	0,04	--	--	--	--	--	--	--	--
0,3	0,1	0,0	14,3	0,05	--	--	0,0	4,000	--	--	0,0	4,000
0,35	0,1	0,0	14,7	0,05	--	--	0,0	4,000	--	--	0,0	4,000
0,4	0,1	0,0	15,9	0,05	--	--	0,0	4,000	--	--	0,0	4,000
0,45	0,1	0,0	13,6	0,09	--	--	0,0	4,000	--	--	0,0	4,000
0,5	0,1	0,0	22,7	0,12	--	--	0,0	2,500	--	--	0,0	2,500
0,55	0,1	0,0	25,0	0,13	--	--	--	--	--	--	0,0	--
0,6	8,0	0,0	197,3	0,68	--	--	--	--	--	--	--	--
0,65	13,7	0,1	131,9	0,67	33,6	9%	--	0,037	33,6	9%	--	0,037
0,7	14,8	0,3	55,9	0,01	29,7	20%	--	0,034	29,7	20%	--	0,034
0,75	11,3	0,4	26,6	0,02	26,1	27%	--	0,022	--	--	0,5	0,022
0,8	11,8	0,5	21,7	-0,01	--	--	0,5	0,021	--	--	0,6	0,021
0,85	16,4	0,6	27,2	0,09	26,2	35%	--	0,015	--	--	0,7	0,015
0,9	23,1	0,7	35,3	0,04	28,1	42%	--	0,014	27,4	42%	--	0,014
0,95	29,9	0,8	38,1	0,24	28,7	47%	--	0,011	27,9	47%	--	0,011
1	34,0	1,0	34,3	0,13	28,0	50%	--	0,010	27,2	50%	--	0,010
1,05	31,7	1,2	27,0	0,05	26,6	49%	--	0,011	--	--	1,3	0,011
1,1	28,9	1,3	21,7	0,01	--	--	1,2	0,012	--	--	1,4	0,012
1,15	27,2	1,6	17,4	0,00	--	--	1,1	0,012	--	--	1,4	0,012
1,2	26,0	1,7	14,8	0,03	--	--	1,3	0,015	--	--	1,3	0,015
1,25	25,2	1,7	14,4	0,16	--	--	1,3	0,016	--	--	1,3	0,016
1,3	24,6	1,6	15,1	0,15	--	--	1,2	0,016	--	--	1,2	0,016
1,35	25,7	1,5	17,5	0,19	--	--	1,0	0,013	--	--	1,3	0,013
1,4	24,4	1,1	22,5	0,25	--	--	1,0	0,014	--	--	1,2	0,014
1,45	13,4	0,9	14,4	0,17	--	--	0,7	0,021	--	--	0,7	0,021
1,5	9,8	0,8	12,8	0,12	--	--	0,5	0,029	--	--	0,7	0,029
1,55	8,1	0,7	11,6	0,10	--	--	0,5	0,031	--	--	0,5	0,031
1,6	8,7	0,5	16,6	0,45	--	--	0,3	0,029	--	--	0,4	0,029
1,65	7,9	0,5	17,1	0,14	--	--	0,3	0,032	--	--	0,4	0,032
1,7	17,9	0,4	46,8	0,32	29,0	23%	--	0,019	29,0	23%	--	0,019
1,75	32,9	0,3	114,3	-0,06	33,9	25%	--	0,015	33,9	25%	--	0,015
1,8	39,8	0,2	241,5	-0,05	37,8	15%	--	0,013	37,8	15%	--	0,013
1,85	45,7	0,2	264,7	0,01	40,2	17%	--	0,011	40,2	17%	--	0,011
1,9	54,6	0,3	194,0	0,06	38,3	20%	--	0,012	38,3	20%	--	0,012
1,95	68,6	0,4	189,2	0,15	38,1	25%	--	0,010	38,1	25%	--	0,010
2	73,5	0,4	177,3	0,25	39,3	26%	--	0,009	39,3	26%	--	0,009
2,05	80,7	0,5	148,8	0,23	38,2	44%	--	0,008	38,2	44%	--	0,008
2,1	91,3	0,6	150,4	0,25	38,3	47%	--	0,007	38,3	47%	--	0,007
2,15	104,7	0,6	171,9	0,26	40,2	36%	--	0,006	40,2	36%	--	0,006
2,2	105,5	0,6	162,6	0,25	39,8	51%	--	0,006	39,8	51%	--	0,006
2,25	93,2	0,7	125,2	0,24	37,1	48%	--	0,007	37,1	48%	--	0,007
2,3	81,4	0,8	102,5	0,22	36,0	44%	--	0,008	36,0	44%	--	0,008
2,35	67,1	0,8	88,0	0,21	34,3	39%	--	0,010	34,3	39%	--	0,010
2,4	54,9	0,7	81,2	0,21	34,1	35%	--	0,012	34,1	35%	--	0,012
2,45	50,7	0,6	88,1	0,23	34,3	34%	--	0,013	34,3	34%	--	0,013
2,5	46,0	0,4	103,7	0,23	35,0	32%	--	0,011	35,0	32%	--	0,011
2,55	39,9	0,4	111,6	0,23	33,8	30%	--	0,013	33,8	30%	--	0,013
2,6	39,8	0,3	126,9	0,24	34,4	30%	--	0,013	34,4	30%	--	0,013
2,65	46,1	0,3	167,6	0,26	37,5	17%	--	0,011	37,5	17%	--	0,011
2,7	55,8	0,3	212,0	0,27	38,7	20%	--	0,012	38,7	20%	--	0,012
2,75	63,9	0,3	205,1	0,26	38,6	23%	--	0,010	38,6	23%	--	0,010
2,8	70,3	0,4	173,8	0,27	39,2	25%	--	0,009	39,2	25%	--	0,009
2,85	72,1	0,5	142,5	0,28	37,9	41%	--	0,009	37,9	41%	--	0,009
2,9	71,6	0,6	124,1	0,28	37,1	41%	--	0,009	37,1	41%	--	0,009
2,95	71,2	0,6	117,9	0,28	36,8	40%	--	0,009	36,8	40%	--	0,009
3	70,3	0,6	121,0	0,26	36,9	40%	--	0,009	36,9	40%	--	0,009
3,05	70,6	0,6	114,7	0,24	36,6	40%	--	0,009	36,6	40%	--	0,009
3,1	69,4	0,6	109,6	0,25	35,2	40%	--	0,010	35,2	40%	--	0,010

profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
3,15	64,9	0,7	97,8	0,25	34,7	38%	--	0,010	34,7	38%	--	0,010
3,2	63,3	0,7	93,5	0,26	34,5	38%	--	0,011	34,5	38%	--	0,011
3,25	63,3	0,7	94,5	0,28	34,6	38%	--	0,011	34,6	38%	--	0,011
3,3	65,6	0,6	105,2	0,31	35,0	39%	--	0,010	35,0	39%	--	0,010
3,35	68,6	0,6	118,3	0,32	35,6	40%	--	0,010	35,6	40%	--	0,010
3,4	69,3	0,6	120,1	0,34	35,6	40%	--	0,010	35,6	40%	--	0,010
3,45	63,0	0,6	98,3	0,30	34,7	38%	--	0,011	34,7	38%	--	0,011
3,5	72,1	0,7	106,7	0,32	36,2	41%	--	0,009	36,2	41%	--	0,009
3,55	88,7	0,7	126,8	0,23	37,2	46%	--	0,008	37,2	46%	--	0,008
3,6	87,4	0,7	125,6	0,09	37,1	46%	--	0,008	37,1	46%	--	0,008
3,65	83,6	0,7	114,3	0,16	36,6	45%	--	0,008	36,6	45%	--	0,008
3,7	85,3	0,7	117,1	0,22	36,7	45%	--	0,008	36,7	45%	--	0,008
3,75	85,1	0,7	126,9	0,25	37,2	45%	--	0,008	37,2	45%	--	0,008
3,8	89,4	0,7	134,7	0,32	37,5	46%	--	0,007	37,5	46%	--	0,007
3,85	91,1	0,6	142,8	0,32	37,9	47%	--	0,007	37,9	47%	--	0,007
3,9	82,0	0,6	134,2	0,30	37,5	44%	--	0,008	37,5	44%	--	0,008
3,95	63,2	0,5	122,1	0,25	35,7	38%	--	0,011	35,7	38%	--	0,011
4	45,7	0,4	126,6	0,23	35,9	32%	--	0,011	35,9	32%	--	0,011
4,05	31,6	0,4	87,0	0,21	32,8	24%	--	0,016	32,8	24%	--	0,016
4,1	21,4	0,4	49,1	0,21	29,8	26%	--	0,023	29,8	26%	--	0,023
4,15	12,7	0,6	22,4	0,17	--	--	0,5	0,020	--	--	0,6	0,020
4,2	13,1	0,6	22,4	0,25	--	--	0,5	0,019	--	--	0,7	0,019
4,25	29,9	0,4	69,3	0,30	31,6	32%	--	0,017	31,6	32%	--	0,017
4,3	40,7	0,3	132,4	0,02	36,1	30%	--	0,012	36,1	30%	--	0,012
4,35	38,3	0,2	169,9	0,01	36,1	14%	--	0,013	36,1	14%	--	0,013
4,4	38,3	0,3	140,5	0,09	35,0	29%	--	0,013	35,0	29%	--	0,013
4,45	42,9	0,3	140,1	0,14	36,4	31%	--	0,012	36,4	31%	--	0,012
4,5	40,4	0,3	127,0	0,16	35,9	30%	--	0,012	35,9	30%	--	0,012
4,55	36,1	0,3	114,2	0,16	33,9	27%	--	0,014	33,9	27%	--	0,014
4,6	38,5	0,3	132,5	0,20	34,6	29%	--	0,013	34,6	29%	--	0,013
4,65	41,5	0,3	161,4	0,23	37,3	30%	--	0,012	37,3	30%	--	0,012
4,7	45,1	0,3	178,5	0,26	37,8	17%	--	0,011	37,8	17%	--	0,011
4,75	50,0	0,3	179,6	0,27	37,9	18%	--	0,010	37,9	18%	--	0,010
4,8	57,3	0,3	190,8	0,26	38,2	21%	--	0,012	38,2	21%	--	0,012
4,85	63,2	0,3	204,4	0,28	38,5	23%	--	0,011	38,5	23%	--	0,011
4,9	57,3	0,3	169,3	0,29	37,6	21%	--	0,012	37,6	21%	--	0,012
4,95	51,3	0,4	141,5	0,34	36,5	34%	--	0,013	36,5	34%	--	0,013
5	51,7	0,3	153,9	0,41	37,0	34%	--	0,013	37,0	34%	--	0,013
5,05	51,9	0,3	157,2	0,39	37,1	34%	--	0,013	37,1	34%	--	0,013
5,1	48,4	0,3	143,6	0,38	36,6	33%	--	0,010	36,6	33%	--	0,010
5,15	46,0	0,3	134,4	0,39	36,2	32%	--	0,011	36,2	32%	--	0,011
5,2	43,6	0,3	129,5	0,40	36,0	31%	--	0,011	36,0	31%	--	0,011
5,25	41,1	0,3	125,7	0,41	35,9	30%	--	0,012	35,9	30%	--	0,012
5,3	41,0	0,3	131,0	0,42	36,1	30%	--	0,012	36,1	30%	--	0,012
5,35	42,4	0,3	142,7	0,44	36,6	31%	--	0,012	36,6	31%	--	0,012
5,4	46,6	0,3	159,6	0,46	37,2	32%	--	0,011	37,2	32%	--	0,011
5,45	56,8	0,3	190,2	0,48	38,2	21%	--	0,012	38,2	21%	--	0,012
5,5	68,4	0,3	216,2	0,51	38,9	24%	--	0,010	38,9	24%	--	0,010
5,55	72,8	0,4	198,5	0,50	40,0	26%	--	0,009	40,0	26%	--	0,009
5,6	68,8	0,4	163,6	0,49	37,4	40%	--	0,010	37,4	40%	--	0,010
5,65	59,7	0,4	134,8	0,48	36,2	37%	--	0,011	36,2	37%	--	0,011
5,7	49,1	0,4	118,0	0,44	35,5	33%	--	0,010	35,5	33%	--	0,010
5,75	35,9	0,4	99,3	0,39	33,3	27%	--	0,014	33,3	27%	--	0,014
5,8	39,5	0,4	102,2	0,43	33,4	30%	--	0,013	33,4	30%	--	0,013
5,85	39,0	0,4	89,0	0,00	32,9	29%	--	0,013	32,9	29%	--	0,013
5,9	38,5	0,3	116,9	-0,09	34,0	29%	--	0,013	34,0	29%	--	0,013
5,95	32,9	0,3	112,6	0,29	33,8	25%	--	0,015	33,8	25%	--	0,015
6	20,6	0,3	69,2	0,30	31,6	25%	--	0,024	31,6	25%	--	0,024
6,05	10,3	0,4	26,2	0,36	26,0	25%	--	0,024	--	--	0,4	0,024
6,1	17,9	0,4	42,5	1,24	28,7	23%	--	0,019	28,7	23%	--	0,019
6,15	26,4	0,4	69,9	0,44	31,6	30%	--	0,019	31,6	30%	--	0,019
6,2	24,5	0,4	59,7	0,22	30,7	28%	--	0,020	30,7	28%	--	0,020
6,25	47,3	0,7	71,6	0,34	33,2	43%	--	0,011	33,2	43%	--	0,011
6,3	69,1	0,6	122,6	0,18	35,7	40%	--	0,010	35,7	40%	--	0,010
6,35	68,8	0,5	151,9	0,28	36,9	40%	--	0,010	36,9	40%	--	0,010
6,4	57,2	0,3	199,4	0,38	38,4	21%	--	0,012	38,4	21%	--	0,012
6,45	52,2	0,3	196,9	0,45	38,3	19%	--	0,013	38,3	19%	--	0,013
6,5	58,8	0,3	212,6	0,54	38,8	21%	--	0,011	38,8	21%	--	0,011
6,55	75,5	0,3	258,1	0,58	41,8	27%	--	0,009	41,8	27%	--	0,009
6,6	84,8	0,3	271,2	0,58	42,1	30%	--	0,008	42,1	30%	--	0,008

profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
6,65	87,7	0,3	278,8	0,60	42,4	31%	--	0,008	42,4	31%	--	0,008
6,7	90,3	0,3	312,5	0,67	43,4	32%	--	0,007	43,4	32%	--	0,007
6,75	91,6	0,3	333,2	0,64	--	--	--	--	--	--	--	--
6,8	95,9	0,3	329,6	0,66	43,9	34%	--	0,007	43,9	34%	--	0,007
6,85	102,0	0,3	331,8	0,69	45,0	35%	--	0,007	45,0	35%	--	0,007
6,9	102,9	0,3	355,1	0,68	--	--	--	--	--	--	--	--
6,95	102,6	0,3	398,5	0,66	--	--	--	--	--	--	--	--
7	104,9	0,2	443,1	0,63	--	--	--	--	--	--	--	--
7,05	107,5	0,3	427,1	0,75	--	--	--	--	--	--	--	--
7,1	108,9	0,3	430,8	0,70	--	--	--	--	--	--	--	--
7,15	99,8	0,2	419,9	0,67	--	--	--	--	--	--	--	--
7,2	97,3	0,3	334,6	0,71	--	--	--	--	--	--	--	--
7,25	110,1	0,3	332,2	0,63	45,0	36%	--	0,006	45,0	36%	--	0,006
7,3	119,9	0,3	401,4	0,64	--	--	--	--	--	--	--	--
7,35	122,4	0,2	502,5	0,63	--	--	--	--	--	--	--	--
7,4	111,3	0,3	373,3	0,70	--	--	--	--	--	--	--	--
7,45	67,0	0,2	321,2	0,50	41,7	24%	--	0,010	41,7	24%	--	0,010
7,5	28,4	0,3	88,9	0,43	32,9	21%	--	0,018	32,9	21%	--	0,018
7,55	16,6	0,6	27,1	0,68	26,2	35%	--	0,015	--	--	0,7	0,015
7,6	56,8	0,6	101,8	1,38	34,9	36%	--	0,012	34,9	36%	--	0,012
7,65	63,1	0,4	152,5	0,37	37,0	38%	--	0,011	37,0	38%	--	0,011
7,7	57,4	0,3	172,2	0,46	37,7	21%	--	0,012	37,7	21%	--	0,012
7,75	54,9	0,3	218,7	0,49	38,9	20%	--	0,012	38,9	20%	--	0,012
7,8	51,1	0,3	190,8	0,48	38,2	19%	--	0,013	38,2	19%	--	0,013
7,85	33,3	0,4	93,7	0,60	33,1	25%	--	0,015	33,1	25%	--	0,015
7,9	14,3	0,5	27,7	0,80	26,3	31%	--	0,018	25,5	#####	--	0,018
7,95	39,2	0,4	94,7	0,91	33,1	29%	--	0,013	33,1	29%	--	0,013
8	64,3	0,2	295,0	0,52	41,0	23%	--	0,010	41,0	23%	--	0,010
8,05	74,2	0,2	375,7	0,64	--	--	--	--	--	--	--	--
8,1	83,4	0,2	359,9	0,64	--	--	--	--	--	--	--	--
8,15	92,1	0,3	347,5	0,64	--	--	--	--	--	--	--	--
8,2	101,2	0,3	349,5	0,66	--	--	--	--	--	--	--	--
8,25	108,6	0,3	408,0	0,63	--	--	--	--	--	--	--	--
8,3	110,9	0,3	392,3	0,49	--	--	--	--	--	--	--	--
8,35	109,4	0,3	386,1	0,69	--	--	--	--	--	--	--	--
8,4	108,8	0,3	338,4	0,72	--	--	--	--	--	--	--	--
8,45	111,1	0,4	310,2	0,76	44,3	37%	--	0,006	44,3	37%	--	0,006
8,5	113,6	0,4	292,2	0,77	43,8	37%	--	0,006	43,8	37%	--	0,006
8,55	112,0	0,4	302,1	0,77	44,1	37%	--	0,006	44,1	37%	--	0,006
8,6	105,4	0,3	311,8	0,74	44,4	36%	--	0,006	44,4	36%	--	0,006
8,65	100,7	0,3	307,9	0,74	44,2	35%	--	0,007	44,2	35%	--	0,007
8,7	120,5	0,4	273,4	0,93	43,2	38%	--	0,006	43,2	38%	--	0,006
8,75	146,3	0,5	266,1	1,17	43,0	41%	--	0,005	43,0	41%	--	0,005
8,8	166,9	0,7	254,9	0,40	43,1	44%	--	0,004	43,1	44%	--	0,004
8,85	180,6	0,7	259,6	-0,27	43,2	46%	--	0,004	43,2	46%	--	0,004
8,9	197,0	0,7	287,6	-0,25	43,9	48%	--	0,003	43,9	48%	--	0,003
8,95	213,6	0,7	304,8	0,12	44,3	50%	--	0,003	44,3	50%	--	0,003
9	238,4	0,8	295,3	-0,20	44,1	53%	--	0,003	44,1	53%	--	0,003
9,05	260,2	1,2	209,6	-0,40	--	--	--	--	--	--	--	--
9,1	269,9	1,5	184,1	-0,44	--	--	--	--	--	--	--	--
9,15	271,0	1,4	191,7	-0,42	--	--	--	--	--	--	--	--
9,2	269,4	1,6	172,5	-0,40	--	--	--	--	--	--	--	--
9,25	261,4	1,8	147,9	-0,40	--	--	--	--	--	--	--	--
9,3	262,5	1,7	152,5	-0,36	--	--	--	--	--	--	--	--
9,35	250,3	1,7	151,4	-0,34	--	--	--	--	--	--	--	--
9,4	240,3	1,5	155,1	-0,33	40,5	62%	--	0,003	40,5	62%	--	0,003
9,45	238,9	1,5	155,8	-0,31	40,5	62%	--	0,003	40,5	62%	--	0,003
9,5	238,7	1,5	162,2	-0,33	40,8	62%	--	0,003	40,8	62%	--	0,003
9,55	228,8	1,4	163,3	-0,34	40,9	61%	--	0,003	40,9	61%	--	0,003
9,6	224,8	1,3	178,8	-0,35	41,3	52%	--	0,003	41,3	52%	--	0,003
9,65	223,8	1,2	180,0	-0,37	41,3	52%	--	0,003	41,3	52%	--	0,003
9,7	228,7	1,3	179,1	-0,37	41,3	52%	--	0,003	41,3	52%	--	0,003
9,75	238,4	1,2	200,9	-0,36	41,8	53%	--	0,003	41,8	53%	--	0,003
9,8	244,6	1,4	177,6	-0,39	41,3	54%	--	0,003	41,3	54%	--	0,003
9,85	246,7	1,5	167,3	-0,40	41,0	55%	--	0,003	41,0	55%	--	0,003
9,9	249,2	1,4	172,0	-0,41	41,1	55%	--	0,003	41,1	55%	--	0,003
9,95	243,4	1,4	178,8	0,62	41,3	54%	--	0,003	41,3	54%	--	0,003
10	246,0	1,2	201,2	0,26	41,8	54%	--	0,003	41,8	54%	--	0,003
10,05	248,5	1,4	178,4	-0,37	41,3	55%	--	0,003	41,3	55%	--	0,003
10,1	252,5	1,5	170,6	-0,38	--	--	--	--	--	--	--	--

profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
10,15	260,1	1,5	168,5	-0,39	--	--	--	--	--	--	--	--
10,2	274,5	1,7	161,3	-0,38	--	--	--	--	--	--	--	--
10,25	286,9	1,8	160,9	-0,34	--	--	--	--	--	--	--	--
10,3	283,2	2,0	144,6	-0,35	--	--	--	--	--	--	--	--
10,35	268,0	2,0	133,1	-0,35	--	--	--	--	--	--	--	--
10,4	253,2	1,9	130,9	-0,32	--	--	--	--	--	--	--	--
10,45	244,6	1,8	135,4	-0,32	39,6	62%	--	0,003	39,6	62%	--	0,003
10,5	227,9	1,8	127,1	-0,38	39,2	61%	--	0,003	39,2	61%	--	0,003
10,55	233,8	1,8	133,2	-0,40	39,5	61%	--	0,003	39,5	61%	--	0,003
10,6	270,1	2,0	134,2	-0,45	--	--	--	--	--	--	--	--
10,65	306,3	2,3	130,7	-0,30	--	--	--	--	--	--	--	--
10,7	326,3	2,3	142,3	-0,13	--	--	--	--	--	--	--	--
10,75	336,2	1,9	174,0	0,87	--	--	--	--	--	--	--	--
10,8	337,0	1,9	173,7	0,22	--	--	--	--	--	--	--	--
10,85	335,9	2,2	152,3	-0,33	--	--	--	--	--	--	--	--
10,9	332,8	2,1	155,6	-0,37	--	--	--	--	--	--	--	--
10,95	328,1	2,1	155,2	-0,38	--	--	--	--	--	--	--	--
11	308,1	1,6	190,0	0,39	--	--	--	--	--	--	--	--
11,05	296,2	1,9	158,2	-0,28	--	--	--	--	--	--	--	--
11,1	278,2	1,8	152,2	-0,32	--	--	--	--	--	--	--	--
11,15	262,8	1,6	160,2	-0,35	--	--	--	--	--	--	--	--
11,2	249,7	1,7	144,0	-0,35	40,0	62%	--	0,003	40,0	62%	--	0,003
11,25	236,7	1,7	136,4	-0,35	39,6	61%	--	0,003	39,6	61%	--	0,003
11,3	224,3	1,5	145,7	-0,33	40,1	61%	--	0,003	40,1	61%	--	0,003
11,35	213,6	1,5	142,6	-0,39	39,9	61%	--	0,003	39,9	61%	--	0,003
11,4	243,5	1,8	138,2	-0,36	39,7	62%	--	0,003	39,7	62%	--	0,003
11,45	290,2	1,8	162,5	-0,13	--	--	--	--	--	--	--	--
11,5	312,3	1,8	175,2	0,09	--	--	--	--	--	--	--	--
11,55	313,0	2,1	152,2	0,14	--	--	--	--	--	--	--	--
11,6	309,2	2,3	133,2	0,10	--	--	--	--	--	--	--	--
11,65	287,2	2,4	119,5	-0,03	--	--	--	--	--	--	--	--
11,7	258,7	2,5	103,2	-0,17	--	--	--	--	--	--	--	--
11,75	235,8	2,5	96,0	-0,29	37,7	61%	--	0,003	37,7	61%	--	0,003
11,8	242,0	2,2	111,9	-0,27	38,5	62%	--	0,003	38,5	62%	--	0,003
11,85	247,6	2,1	119,6	-0,27	38,8	62%	--	0,003	38,8	62%	--	0,003
11,9	255,1	1,8	139,9	-0,16	--	--	--	--	--	--	--	--
11,95	251,5	2,0	127,3	0,05	--	--	--	--	--	--	--	--
12	242,3	1,9	126,8	1,27	39,2	62%	--	0,003	39,2	62%	--	0,003
12,05	242,4	2,1	117,7	1,09	38,8	62%	--	0,003	38,8	62%	--	0,003
12,1	238,5	2,1	113,6	1,05	38,6	62%	--	0,003	38,6	62%	--	0,003
12,15	227,4	2,1	108,6	1,00	38,3	61%	--	0,003	38,3	61%	--	0,003
12,2	249,3	2,2	115,8	0,61	38,7	62%	--	0,003	38,7	62%	--	0,003
12,25	273,7	2,1	131,0	0,06	--	--	--	--	--	--	--	--
12,3	272,9	1,8	153,8	0,47	--	--	--	--	--	--	--	--
12,35	269,4	2,1	127,5	1,06	--	--	--	--	--	--	--	--
12,4	256,4	2,4	106,7	0,76	--	--	--	--	--	--	--	--
12,45	249,5	2,2	113,2	0,37	38,5	62%	--	0,003	38,5	62%	--	0,003
12,5	261,1	1,9	137,4	0,64	--	--	--	--	--	--	--	--
12,55	272,4	1,8	148,1	0,58	--	--	--	--	--	--	--	--
12,6	281,5	2,0	140,1	0,09	--	--	--	--	--	--	--	--
12,65	277,9	2,0	139,8	-0,08	--	--	--	--	--	--	--	--
12,7	266,1	2,0	136,3	-0,18	--	--	--	--	--	--	--	--
12,75	262,0	1,9	136,7	-0,17	--	--	--	--	--	--	--	--
12,8	270,8	1,8	150,8	-0,06	--	--	--	--	--	--	--	--
12,85	272,7	1,8	148,4	-0,04	--	--	--	--	--	--	--	--
12,9	248,8	1,8	137,8	-0,17	39,7	62%	--	0,003	39,7	62%	--	0,003
12,95	204,3	1,5	134,2	-0,26	39,5	60%	--	0,003	39,5	60%	--	0,003
13	148,5	1,2	121,2	0,28	37,9	58%	--	0,004	37,9	58%	--	0,004
13,05	81,3	1,1	74,1	0,05	34,4	55%	--	0,008	34,4	55%	--	0,008
13,1	30,0	1,4	21,2	0,10	--	--	1,2	0,011	--	--	1,5	0,011
13,15	15,5	1,1	14,5	0,94	--	--	0,8	0,018	--	--	0,8	0,018
13,2	14,2	0,4	35,7	1,97	27,7	31%	--	0,018	27,0	#####	--	0,018
13,25	28,9	0,2	125,5	2,95	34,4	22%	--	0,017	34,4	22%	--	0,017
13,3	75,6	0,4	202,6	3,87	40,1	27%	--	0,009	40,1	27%	--	0,009
13,35	165,2	0,6	255,6	0,74	43,1	44%	--	0,004	43,1	44%	--	0,004
13,4	203,2	0,8	243,3	0,05	42,9	49%	--	0,003	42,9	49%	--	0,003
13,45	213,1	1,3	168,4	-0,17	41,1	50%	--	0,003	41,1	50%	--	0,003
13,5	215,5	2,1	103,7	-0,29	38,1	61%	--	0,003	38,1	61%	--	0,003
13,55	213,2	2,8	76,3	-0,33	36,5	68%	--	0,003	36,5	68%	--	0,003
13,6	206,9	3,1	66,4	-0,35	35,3	68%	--	0,003	35,3	68%	--	0,003

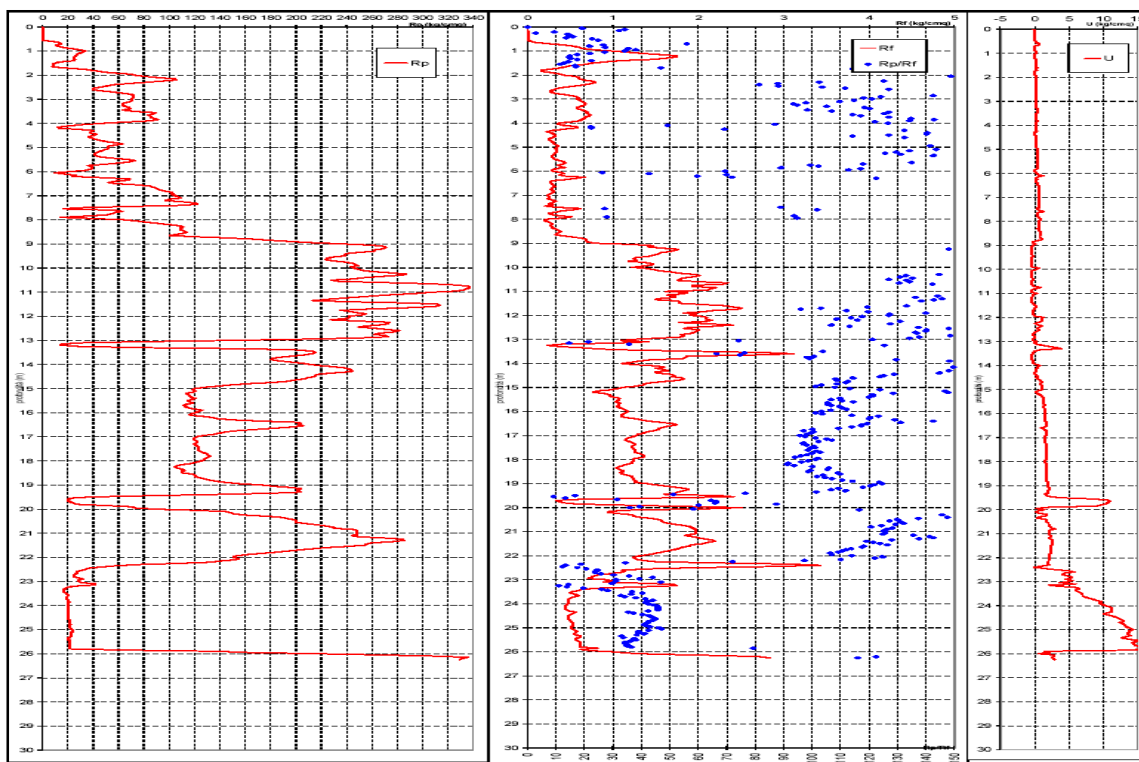
profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
13,65	198,0	2,7	74,6	-0,32	36,3	67%	--	0,003	36,3	67%	--	0,003
13,7	187,8	1,9	100,6	-0,33	38,0	60%	--	0,004	38,0	60%	--	0,004
13,75	181,3	1,8	98,1	-0,34	37,8	59%	--	0,004	37,8	59%	--	0,004
13,8	180,7	1,8	99,2	-0,31	37,9	59%	--	0,004	37,9	59%	--	0,004
13,85	186,6	1,4	129,5	-0,29	39,3	59%	--	0,004	39,3	59%	--	0,004
13,9	196,3	1,3	148,4	-0,26	40,2	60%	--	0,003	40,2	60%	--	0,003
13,95	204,9	1,2	168,0	0,19	41,0	49%	--	0,003	41,0	49%	--	0,003
14	212,0	1,1	191,9	0,79	41,6	50%	--	0,003	41,6	50%	--	0,003
14,05	219,4	1,2	176,5	0,47	41,3	51%	--	0,003	41,3	51%	--	0,003
14,1	230,4	1,5	155,0	0,53	40,5	61%	--	0,003	40,5	61%	--	0,003
14,15	239,7	1,6	149,6	0,16	40,2	62%	--	0,003	40,2	62%	--	0,003
14,2	242,2	1,5	161,4	0,13	40,8	62%	--	0,003	40,8	62%	--	0,003
14,25	244,1	1,6	154,2	0,24	40,5	62%	--	0,003	40,5	62%	--	0,003
14,3	244,0	1,6	148,2	0,04	40,2	62%	--	0,003	40,2	62%	--	0,003
14,35	230,4	1,5	153,2	0,02	40,4	61%	--	0,003	40,4	61%	--	0,003
14,4	219,1	1,5	144,8	0,18	40,0	61%	--	0,003	40,0	61%	--	0,003
14,45	215,4	1,7	129,0	0,38	39,3	61%	--	0,003	39,3	61%	--	0,003
14,5	215,0	1,7	125,1	0,22	39,1	61%	--	0,003	39,1	61%	--	0,003
14,55	209,6	1,7	123,8	0,42	39,0	60%	--	0,003	39,0	60%	--	0,003
14,6	206,9	1,8	114,5	0,78	38,6	60%	--	0,003	38,6	60%	--	0,003
14,65	199,0	1,8	108,3	0,95	38,3	60%	--	0,003	38,3	60%	--	0,003
14,7	193,9	1,8	108,8	1,06	38,3	60%	--	0,003	38,3	60%	--	0,003
14,75	181,6	1,6	112,4	0,82	38,5	59%	--	0,004	38,5	59%	--	0,004
14,8	162,8	1,5	111,8	0,95	38,5	59%	--	0,004	38,5	59%	--	0,004
14,85	149,4	1,4	108,7	1,04	37,3	58%	--	0,004	37,3	58%	--	0,004
14,9	139,3	1,4	103,1	1,04	37,1	56%	--	0,005	37,1	56%	--	0,005
14,95	128,5	1,3	101,2	1,02	37,0	55%	--	0,005	37,0	55%	--	0,005
15	119,3	1,1	107,9	1,17	37,3	53%	--	0,006	37,3	53%	--	0,006
15,05	118,7	1,0	113,3	0,59	37,5	53%	--	0,006	37,5	53%	--	0,006
15,1	120,5	1,0	123,8	0,18	38,0	53%	--	0,006	38,0	53%	--	0,006
15,15	118,7	0,8	146,9	0,31	39,1	53%	--	0,006	39,1	53%	--	0,006
15,2	113,3	0,8	147,7	0,65	39,1	52%	--	0,006	39,1	52%	--	0,006
15,25	114,7	0,9	128,6	0,93	38,3	52%	--	0,006	38,3	52%	--	0,006
15,3	116,5	1,0	121,0	1,13	37,9	53%	--	0,006	37,9	53%	--	0,006
15,35	117,2	1,0	121,3	1,23	37,9	53%	--	0,006	37,9	53%	--	0,006
15,4	120,5	1,0	120,0	1,26	37,9	53%	--	0,006	37,9	53%	--	0,006
15,45	118,2	1,1	109,8	1,18	37,4	53%	--	0,006	37,4	53%	--	0,006
15,5	114,2	1,1	106,5	1,28	37,2	52%	--	0,006	37,2	52%	--	0,006
15,55	116,2	1,1	110,3	1,31	37,4	53%	--	0,006	37,4	53%	--	0,006
15,6	118,9	1,0	114,4	1,35	37,6	53%	--	0,006	37,6	53%	--	0,006
15,65	113,9	1,1	105,4	1,44	37,2	52%	--	0,006	37,2	52%	--	0,006
15,7	111,6	1,1	105,3	1,36	37,2	52%	--	0,006	37,2	52%	--	0,006
15,75	113,0	1,1	106,7	1,36	37,2	52%	--	0,006	37,2	52%	--	0,006
15,8	115,4	1,1	109,5	1,39	37,4	52%	--	0,006	37,4	52%	--	0,006
15,85	120,3	1,1	110,7	1,44	37,4	53%	--	0,006	37,4	53%	--	0,006
15,9	126,0	1,1	112,0	1,42	37,5	54%	--	0,005	37,5	54%	--	0,005
15,95	123,2	1,2	106,4	1,41	37,2	54%	--	0,005	37,2	54%	--	0,005
16	121,1	1,2	103,4	1,40	37,1	53%	--	0,006	37,1	53%	--	0,006
16,05	116,9	1,2	101,2	1,42	37,0	53%	--	0,006	37,0	53%	--	0,006
16,1	116,3	1,1	103,4	1,48	37,1	53%	--	0,006	37,1	53%	--	0,006
16,15	125,6	1,1	113,9	1,46	37,6	54%	--	0,005	37,6	54%	--	0,005
16,2	134,6	1,1	123,3	1,47	38,0	56%	--	0,005	38,0	56%	--	0,005
16,25	137,7	1,1	120,4	1,52	37,9	56%	--	0,005	37,9	56%	--	0,005
16,3	150,7	1,3	120,0	1,58	38,9	58%	--	0,004	38,9	58%	--	0,004
16,35	172,1	1,3	129,0	1,62	39,3	59%	--	0,004	39,3	59%	--	0,004
16,4	202,4	1,4	142,4	1,70	39,9	60%	--	0,003	39,9	60%	--	0,003
16,45	204,0	1,6	131,2	1,70	39,4	60%	--	0,003	39,4	60%	--	0,003
16,5	202,1	1,7	119,5	1,79	38,8	60%	--	0,003	38,8	60%	--	0,003
16,55	205,8	1,8	117,4	1,52	38,7	60%	--	0,003	38,7	60%	--	0,003
16,6	196,1	1,7	117,2	0,97	38,7	60%	--	0,003	38,7	60%	--	0,003
16,65	182,0	1,6	113,9	1,37	38,6	59%	--	0,004	38,6	59%	--	0,004
16,7	167,7	1,5	109,1	1,59	38,4	59%	--	0,004	38,4	59%	--	0,004
16,75	154,0	1,5	100,1	1,65	37,9	58%	--	0,004	37,9	58%	--	0,004
16,8	144,2	1,5	97,0	1,61	36,8	57%	--	0,005	36,8	57%	--	0,005
16,85	139,8	1,4	100,3	1,65	36,9	56%	--	0,005	36,9	56%	--	0,005
16,9	135,2	1,4	99,8	1,67	36,9	56%	--	0,005	36,9	56%	--	0,005
16,95	126,8	1,3	98,1	1,52	36,8	54%	--	0,005	36,8	54%	--	0,005
17	121,9	1,3	95,5	1,46	36,7	54%	--	0,005	36,7	54%	--	0,005
17,05	120,1	1,2	97,6	1,47	36,8	53%	--	0,006	36,8	53%	--	0,006
17,1	119,7	1,2	101,2	1,47	37,0	53%	--	0,006	37,0	53%	--	0,006



profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
17,15	120,5	1,1	105,1	1,56	37,2	53%	--	0,006	37,2	53%	--	0,006
17,2	122,4	1,1	106,9	1,59	37,3	54%	--	0,005	37,3	54%	--	0,005
17,25	121,8	1,2	102,2	1,59	37,0	53%	--	0,005	37,0	53%	--	0,005
17,3	119,8	1,2	97,0	1,60	36,8	53%	--	0,006	36,8	53%	--	0,006
17,35	121,1	1,3	96,9	1,62	36,8	53%	--	0,006	36,8	53%	--	0,006
17,4	122,7	1,3	98,0	1,62	36,8	54%	--	0,005	36,8	54%	--	0,005
17,45	123,1	1,2	100,6	1,65	37,0	54%	--	0,005	37,0	54%	--	0,005
17,5	123,2	1,2	100,8	1,66	37,0	54%	--	0,005	37,0	54%	--	0,005
17,55	123,1	1,2	99,2	1,65	36,9	54%	--	0,005	36,9	54%	--	0,005
17,6	124,1	1,3	98,5	1,63	36,9	54%	--	0,005	36,9	54%	--	0,005
17,65	126,9	1,3	101,5	1,68	37,0	54%	--	0,005	37,0	54%	--	0,005
17,7	129,8	1,3	102,8	1,68	37,1	55%	--	0,005	37,1	55%	--	0,005
17,75	130,6	1,3	99,9	1,68	36,9	55%	--	0,005	36,9	55%	--	0,005
17,8	132,2	1,3	98,1	1,71	36,8	55%	--	0,005	36,8	55%	--	0,005
17,85	130,8	1,4	96,0	1,69	36,7	55%	--	0,005	36,7	55%	--	0,005
17,9	128,3	1,4	94,1	1,68	36,7	55%	--	0,005	36,7	55%	--	0,005
17,95	127,9	1,3	101,8	1,54	37,0	54%	--	0,005	37,0	54%	--	0,005
18	125,2	1,2	101,2	1,53	37,0	54%	--	0,005	37,0	54%	--	0,005
18,05	122,2	1,2	98,7	1,63	36,9	54%	--	0,005	36,9	54%	--	0,005
18,1	118,1	1,2	96,4	1,65	36,8	53%	--	0,006	36,8	53%	--	0,006
18,15	111,3	1,2	91,4	1,67	36,5	52%	--	0,006	36,5	52%	--	0,006
18,2	106,1	1,2	91,1	1,68	36,5	51%	--	0,006	36,5	51%	--	0,006
18,25	104,6	1,1	93,6	1,68	36,6	51%	--	0,006	36,6	51%	--	0,006
18,3	106,4	1,1	100,0	1,69	36,9	51%	--	0,006	36,9	51%	--	0,006
18,35	110,1	1,0	105,8	1,70	37,2	52%	--	0,006	37,2	52%	--	0,006
18,4	112,2	1,1	105,3	1,73	37,2	52%	--	0,006	37,2	52%	--	0,006
18,45	110,0	1,1	99,2	1,70	36,9	52%	--	0,006	36,9	52%	--	0,006
18,5	110,6	1,1	98,6	1,72	36,9	52%	--	0,006	36,9	52%	--	0,006
18,55	118,8	1,1	108,9	1,72	37,3	53%	--	0,006	37,3	53%	--	0,006
18,6	120,8	1,1	109,7	1,77	37,4	53%	--	0,006	37,4	53%	--	0,006
18,65	120,7	1,2	104,0	1,76	37,1	53%	--	0,006	37,1	53%	--	0,006
18,7	124,5	1,2	101,7	1,78	37,0	54%	--	0,005	37,0	54%	--	0,005
18,75	128,5	1,2	104,5	1,80	37,1	55%	--	0,005	37,1	55%	--	0,005
18,8	132,3	1,2	107,1	1,76	37,3	55%	--	0,005	37,3	55%	--	0,005
18,85	137,6	1,2	110,6	1,86	37,4	56%	--	0,005	37,4	56%	--	0,005
18,9	145,8	1,3	114,2	1,90	37,6	57%	--	0,005	37,6	57%	--	0,005
18,95	156,2	1,3	123,7	1,85	39,0	58%	--	0,004	39,0	58%	--	0,004
19	172,8	1,4	124,4	1,84	39,1	59%	--	0,004	39,1	59%	--	0,004
19,05	181,9	1,5	121,6	1,93	38,9	59%	--	0,004	38,9	59%	--	0,004
19,1	194,7	1,6	120,5	2,15	38,9	60%	--	0,003	38,9	60%	--	0,003
19,15	204,4	1,7	117,8	2,13	38,8	60%	--	0,003	38,8	60%	--	0,003
19,2	201,7	1,8	109,2	1,98	38,4	60%	--	0,003	38,4	60%	--	0,003
19,25	201,5	1,9	106,7	1,99	38,2	60%	--	0,003	38,2	60%	--	0,003
19,3	203,5	1,8	111,8	1,99	38,5	60%	--	0,003	38,5	60%	--	0,003
19,35	178,4	1,8	101,3	1,58	38,0	59%	--	0,004	38,0	59%	--	0,004
19,4	132,0	1,7	76,4	1,65	35,6	63%	--	0,005	35,6	63%	--	0,005
19,45	81,9	1,6	51,1	2,14	32,1	55%	--	0,008	32,1	55%	--	0,008
19,5	37,9	2,3	16,8	3,43	--	--	1,5	0,009	--	--	1,9	0,009
19,55	22,0	2,4	9,1	8,12	--	--	1,5	0,015	--	--	1,5	0,015
19,6	20,5	1,6	13,1	10,72	--	--	1,0	0,019	--	--	1,4	0,019
19,65	20,2	0,6	31,4	10,99	27,4	40%	--	0,017	26,7	40%	--	0,017
19,7	22,0	0,3	64,6	10,72	31,2	27%	--	0,023	31,2	27%	--	0,023
19,75	24,3	0,4	66,3	10,37	31,3	28%	--	0,021	31,3	28%	--	0,021
19,8	27,7	0,4	65,9	9,81	31,3	31%	--	0,018	31,3	31%	--	0,018
19,85	50,5	0,6	87,2	9,08	34,3	34%	--	0,013	34,3	34%	--	0,013
19,9	70,7	1,2	60,1	2,00	33,0	52%	--	0,009	33,0	52%	--	0,009
19,95	72,8	1,8	39,4	0,25	30,8	65%	--	0,005	29,9	65%	--	0,005
20	89,8	2,5	35,8	1,43	30,0	68%	--	0,004	29,0	68%	--	0,004
20,05	122,0	2,1	58,2	0,59	33,6	62%	--	0,005	33,6	62%	--	0,005
20,1	144,2	1,2	116,6	0,17	37,7	57%	--	0,005	37,7	57%	--	0,005
20,15	148,8	1,0	154,1	0,67	39,4	58%	--	0,004	39,4	58%	--	0,004
20,2	151,4	0,9	160,4	1,75	40,7	58%	--	0,004	40,7	58%	--	0,004
20,25	160,8	1,1	150,1	1,71	40,3	58%	--	0,004	40,3	58%	--	0,004
20,3	179,1	1,2	145,7	0,73	40,1	59%	--	0,004	40,1	59%	--	0,004
20,35	190,5	1,2	153,0	0,43	40,4	60%	--	0,003	40,4	60%	--	0,003
20,4	193,7	1,3	147,6	1,58	40,1	60%	--	0,003	40,1	60%	--	0,003
20,45	199,3	1,5	137,2	1,72	39,7	60%	--	0,003	39,7	60%	--	0,003
20,5	200,7	1,5	129,9	1,74	39,3	60%	--	0,003	39,3	60%	--	0,003
20,55	199,9	1,6	127,2	2,04	39,2	60%	--	0,003	39,2	60%	--	0,003
20,6	207,6	1,6	131,1	2,05	39,4	60%	--	0,003	39,4	60%	--	0,003

profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
20,65	216,7	1,6	132,1	2,10	39,4	61%	--	0,003	39,4	61%	--	0,003
20,7	223,7	1,7	129,2	2,23	39,3	61%	--	0,003	39,3	61%	--	0,003
20,75	229,2	1,8	124,2	2,32	39,1	61%	--	0,003	39,1	61%	--	0,003
20,8	231,1	1,9	120,7	2,98	38,9	61%	--	0,003	38,9	61%	--	0,003
20,85	246,8	1,9	128,0	2,24	39,2	62%	--	0,003	39,2	62%	--	0,003
20,9	248,5	2,0	126,4	2,26	39,2	62%	--	0,003	39,2	62%	--	0,003
20,95	248,3	2,0	125,5	2,24	39,1	62%	--	0,003	39,1	62%	--	0,003
21	248,3	2,0	125,5	2,24	39,1	62%	--	0,003	39,1	62%	--	0,003
21,05	248,3	2,0	125,5	2,24	39,1	62%	--	0,003	39,1	62%	--	0,003
21,1	244,1	2,0	124,8	2,34	39,1	62%	--	0,003	39,1	62%	--	0,003
21,15	250,1	1,8	135,6	2,31	--	--	--	--	--	--	--	--
21,2	269,9	1,9	141,2	2,06	--	--	--	--	--	--	--	--
21,25	284,2	2,0	142,7	2,65	--	--	--	--	--	--	--	--
21,3	285,4	2,1	137,5	2,52	--	--	--	--	--	--	--	--
21,35	277,2	2,2	127,9	2,54	--	--	--	--	--	--	--	--
21,4	260,7	2,2	119,0	2,51	--	--	--	--	--	--	--	--
21,45	255,5	2,1	121,4	2,54	--	--	--	--	--	--	--	--
21,5	254,3	2,1	123,7	2,35	--	--	--	--	--	--	--	--
21,55	241,1	1,9	126,3	2,28	39,2	62%	--	0,003	39,2	62%	--	0,003
21,6	224,3	1,9	118,1	2,32	38,8	61%	--	0,003	38,8	61%	--	0,003
21,65	212,9	1,8	117,5	2,32	38,7	61%	--	0,003	38,7	61%	--	0,003
21,7	202,0	1,8	113,7	2,29	38,6	60%	--	0,003	38,6	60%	--	0,003
21,75	192,4	1,7	112,0	2,33	38,5	60%	--	0,003	38,5	60%	--	0,003
21,8	182,2	1,6	110,8	2,27	38,4	59%	--	0,004	38,4	59%	--	0,004
21,85	171,4	1,6	109,1	2,23	38,4	59%	--	0,004	38,4	59%	--	0,004
21,9	159,6	1,5	106,3	2,18	38,2	58%	--	0,004	38,2	58%	--	0,004
21,95	151,7	1,4	106,9	2,18	38,3	58%	--	0,004	38,3	58%	--	0,004
22	151,2	1,3	114,0	2,18	38,6	58%	--	0,004	38,6	58%	--	0,004
22,05	154,9	1,2	124,7	2,12	39,1	58%	--	0,004	39,1	58%	--	0,004
22,1	152,6	1,3	122,0	2,02	39,0	58%	--	0,004	39,0	58%	--	0,004
22,15	140,6	1,3	110,1	2,04	37,4	57%	--	0,005	37,4	57%	--	0,005
22,2	133,0	1,4	97,5	1,99	36,8	55%	--	0,005	36,8	55%	--	0,005
22,25	107,6	1,5	72,0	1,85	35,1	61%	--	0,006	35,1	61%	--	0,006
22,3	74,9	2,2	34,5	2,11	29,7	66%	--	0,004	28,7	66%	--	0,004
22,35	57,8	3,1	18,7	0,90	--	--	2,3	0,006	--	--	2,9	0,006
22,4	46,3	3,4	13,5	-0,02	--	--	2,3	0,009	--	--	3,1	0,009
22,45	35,8	2,9	12,4	1,52	--	--	1,8	0,011	--	--	2,4	0,011
22,5	34,3	2,0	17,5	3,10	--	--	1,4	0,010	--	--	1,7	0,010
22,55	29,4	1,4	20,6	4,89	--	--	1,2	0,011	--	--	1,5	0,011
22,6	27,2	1,1	24,5	5,73	26,2	45%	--	0,012	--	--	1,4	0,012
22,65	27,1	1,1	23,8	4,28	26,1	45%	--	0,012	--	--	1,4	0,012
22,7	25,7	1,1	23,7	4,05	26,0	44%	--	0,013	--	--	1,3	0,013
22,75	24,9	1,0	25,7	4,56	26,4	44%	--	0,013	--	--	1,0	0,013
22,8	25,1	0,8	30,1	5,40	27,2	44%	--	0,013	26,5	44%	--	0,013
22,85	27,6	0,8	35,7	5,29	28,2	46%	--	0,012	27,5	46%	--	0,012
22,9	32,5	0,7	43,8	4,51	29,3	34%	--	0,010	29,3	34%	--	0,010
22,95	28,0	0,7	39,3	5,50	28,9	46%	--	0,012	28,1	46%	--	0,012
23	29,1	0,9	31,1	4,88	27,4	47%	--	0,011	26,6	47%	--	0,011
23,05	30,3	1,0	31,0	3,71	27,4	48%	--	0,011	26,6	48%	--	0,011
23,1	41,6	0,9	46,8	5,95	30,7	41%	--	0,008	30,7	41%	--	0,008
23,15	40,7	1,4	29,6	2,10	27,8	55%	--	0,008	26,9	55%	--	0,008
23,2	24,6	1,7	14,3	3,75	--	--	1,2	0,016	--	--	1,2	0,016
23,25	19,2	1,7	11,0	6,32	--	--	1,3	0,013	--	--	1,3	0,013
23,3	18,1	1,3	13,8	6,43	--	--	0,9	0,016	--	--	1,2	0,016
23,35	16,7	0,8	19,7	6,00	--	--	0,7	0,015	--	--	0,8	0,015
23,4	16,6	0,6	26,0	6,19	26,0	35%	--	0,015	--	--	0,7	0,015
23,45	16,9	0,6	28,0	6,55	26,3	35%	--	0,015	25,6	#####	--	0,015
23,5	18,8	0,5	36,7	6,94	27,9	38%	--	0,013	27,2	#####	--	0,013
23,55	20,1	0,5	40,3	6,97	29,0	25%	--	0,017	29,0	25%	--	0,017
23,6	19,9	0,5	36,3	6,99	27,8	40%	--	0,013	27,1	#####	--	0,013
23,65	19,7	0,6	32,8	7,43	27,2	40%	--	0,013	26,5	#####	--	0,013
23,7	19,5	0,6	34,2	7,96	27,4	39%	--	0,013	26,7	#####	--	0,013
23,75	19,5	0,5	38,1	8,67	28,2	39%	--	0,013	27,4	#####	--	0,013
23,8	20,2	0,5	41,4	9,32	29,1	25%	--	0,016	29,1	25%	--	0,016
23,85	21,0	0,5	44,1	9,79	29,4	26%	--	0,016	29,4	26%	--	0,016
23,9	20,7	0,5	42,3	9,37	29,2	25%	--	0,016	29,2	25%	--	0,016
23,95	20,0	0,5	41,5	9,88	29,1	25%	--	0,017	29,1	25%	--	0,017
24	20,1	0,5	42,4	10,20	29,2	25%	--	0,017	29,2	25%	--	0,017
24,05	20,0	0,5	44,1	11,00	28,8	25%	--	0,017	28,8	25%	--	0,017
24,1	20,4	0,4	45,6	11,22	29,5	25%	--	0,016	29,5	25%	--	0,016

profond.	Valori				(Searle 1979)				(Begemann 1968)			
	Rp	Rf	Rp/Rf	U	φ	Dr	Cu	mv	φ	Dr	Cu	mv
24,15	20,5	0,4	45,8	11,22	29,5	25%	--	0,016	29,5	25%	--	0,016
24,2	20,5	0,4	45,8	11,22	29,5	25%	--	0,016	29,5	25%	--	0,016
24,25	20,5	0,4	45,8	11,22	29,5	25%	--	0,016	29,5	25%	--	0,016
24,3	20,6	0,5	42,4	10,54	29,2	25%	--	0,016	29,2	25%	--	0,016
24,35	19,9	0,6	35,5	10,05	27,7	40%	--	0,013	26,9	#####	--	0,013
24,4	19,9	0,5	37,2	10,89	28,0	40%	--	0,013	27,3	#####	--	0,013
24,45	20,1	0,5	40,5	11,50	29,0	25%	--	0,017	29,0	25%	--	0,017
24,5	20,1	0,5	42,9	11,99	29,3	25%	--	0,017	29,3	25%	--	0,017
24,55	20,3	0,5	43,4	12,39	29,3	25%	--	0,016	29,3	25%	--	0,016
24,6	21,1	0,5	44,6	12,76	29,4	26%	--	0,016	29,4	26%	--	0,016
24,65	21,7	0,5	44,7	13,00	29,4	26%	--	0,015	29,4	26%	--	0,015
24,7	21,6	0,5	43,6	12,33	29,3	26%	--	0,015	29,3	26%	--	0,015
24,75	21,7	0,5	42,4	12,94	29,2	26%	--	0,015	29,2	26%	--	0,015
24,8	22,1	0,5	42,2	13,11	29,2	27%	--	0,015	29,2	27%	--	0,015
24,85	22,0	0,5	41,0	13,22	29,1	26%	--	0,015	29,1	26%	--	0,015
24,9	21,9	0,5	41,3	13,45	29,1	26%	--	0,015	29,1	26%	--	0,015
24,95	22,4	0,5	43,1	13,98	29,3	27%	--	0,015	29,3	27%	--	0,015
25	23,7	0,5	46,1	14,35	29,5	28%	--	0,014	29,5	28%	--	0,014
25,05	24,5	0,5	47,0	13,82	29,6	28%	--	0,014	29,6	28%	--	0,014
25,1	23,4	0,5	42,5	13,86	29,2	28%	--	0,014	29,2	28%	--	0,014
25,15	22,6	0,6	39,0	13,51	28,8	42%	--	0,015	28,1	42%	--	0,015
25,2	22,3	0,6	39,1	13,66	28,8	42%	--	0,015	28,1	42%	--	0,015
25,25	22,6	0,6	41,1	13,91	29,1	27%	--	0,015	29,1	27%	--	0,015
25,3	21,8	0,6	38,3	13,10	28,7	41%	--	0,015	28,0	41%	--	0,015
25,35	20,6	0,6	32,9	12,64	27,7	40%	--	0,016	27,0	40%	--	0,016
25,4	20,5	0,6	33,7	13,88	27,9	40%	--	0,016	27,1	40%	--	0,016
25,45	21,4	0,6	37,4	15,07	28,5	41%	--	0,016	27,8	41%	--	0,016
25,5	21,5	0,6	37,9	14,64	28,6	41%	--	0,016	27,9	41%	--	0,016
25,55	21,2	0,6	36,0	14,24	28,3	41%	--	0,016	27,5	41%	--	0,016
25,6	21,4	0,6	34,3	14,43	28,0	41%	--	0,016	27,2	41%	--	0,016
25,65	21,6	0,6	34,5	14,66	28,0	41%	--	0,015	27,3	41%	--	0,015
25,7	21,6	0,6	34,9	15,06	28,1	41%	--	0,015	27,4	41%	--	0,015
25,75	21,4	0,6	35,1	15,34	28,1	41%	--	0,016	27,4	41%	--	0,016
25,8	22,2	0,6	36,3	15,19	28,3	42%	--	0,015	27,6	42%	--	0,015
25,85	64,9	0,8	79,2	14,64	33,9	50%	--	0,010	33,9	50%	--	0,010
25,9	137,6	0,6	220,1	1,40	41,6	40%	--	0,005	41,6	40%	--	0,005
25,95	161,8	0,7	221,9	2,14	42,3	44%	--	0,004	42,3	44%	--	0,004
26	215,9	1,0	217,2	0,54	42,2	51%	--	0,003	42,2	51%	--	0,003
26,05	264,9	1,2	228,8	2,86	--	--	--	--	--	--	--	--
26,1	309,8	1,5	207,3	2,83	--	--	--	--	--	--	--	--
26,15	335,5	2,2	155,4	2,53	--	--	--	--	--	--	--	--
26,2	331,0	2,7	122,5	2,77	--	--	--	--	--	--	--	--
26,25	329,3	2,8	116,2	2,89	--	--	--	--	--	--	--	--
26,3	278,2	2,3	122,9	2,44	--	--	--	--	--	--	--	--



Le stesse tabelle e grafici sono state redatte anche per la prova n°2, non si riportano in questa sede perché in seguito verrà fatto un riassunto di tali dati e la loro elaborazione al fine di risolvere in maniera esaustiva la caratterizzazione del terreno.

### 3. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

#### 3.1 MODELLO STATIGRAFICO

Per la definizione del modello stratigrafico ci si è avvalsi essenzialmente dei risultati dei sondaggi, delle classificazioni di laboratorio e delle prove penetrometriche.

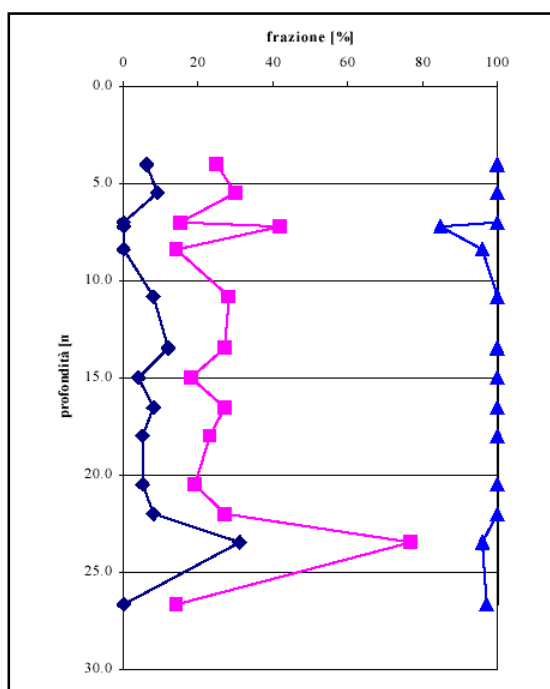
Da un punto di vista granulometrico il sottosuolo presenta una discreta omogeneità.

La figura mostra il profilo del sottosuolo in termini di frazioni granulometriche.

Il sottosuolo si presenta formato per oltre il 70% da sabbia medio – fine fino a profondità di oltre 20 m dal piano di campagna. Tale profondità è da considerarsi oltre il limite di influenza della fondazione del Campanile.

La frazione argillosa raramente supera il 10 % , mentre è più presente la frazione limosa che raggiunge mediamente il 15 – 20 %.

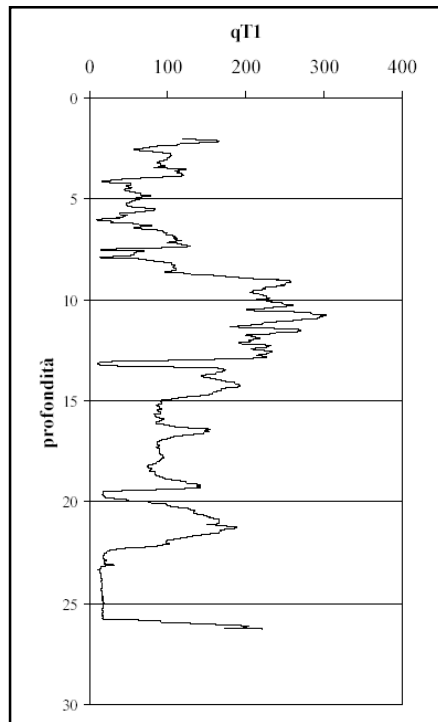
La frazione fine nel suo complesso denota una scarsissima affinità con l'acqua in quanto è risultata avere un indice di plasticità  $I_p$  pari a zero. profondità [m]



-Fig.14 Andamento con la profondità della resistenza penetrometrica dinamica normalizzata –

Il modello stratigrafico utilizzato per le analisi quantitative presentate nel seguito prescinde dalla presenza del tratto più resistente.

Tale scelta, da intendersi cautelativa, deriva tra l'altro dalla difficoltà di ricavare in modo affidabile i parametri di resistenza di materiali cementati.



-Fig.15 Andamento con la profondità della resistenza penetrometrica statica normalizzata -

### 3.2 DENSITA' RELATIVA

Lo stato di addensamento del terreno è stato valutato a partire dalle correlazioni empiriche disponibili per le prove penetrometriche.

La densità relativa è stata stimata attraverso le prove penetrometriche SPT per mezzo di due diverse correlazioni empiriche, la prima è quella suggerita da Cubrinowski ed Ishihar (1999) basata su correlazione di dati ricavati da campioni di alta qualità.

Il metodo prevede dapprima la stima di un parametro rappresentato dalla differenza tra l'indice dei vuoti massimo e quello minimo ( $e_{\max} - e_{\min}$ ) attraverso la seguente relazione dipendente dal diametro medio dei grani ( $d_{50}$ )

$$e_{\max} - e_{\min} = 0.23 + \frac{0.06}{d_{50}}$$

Tale parametro è quindi legato alla densità relativa attraverso le relazioni qui riportate:

$$C_D = \frac{9}{(e_{\max} - e_{\min})^{1.7}}$$

$$DR = 100 \sqrt{\frac{N_{1.78}}{C_D}}$$

in cui  $N_{1,78}$  è la resistenza penetrometrica NSPT normalizzata rispetto alla tensione unitaria (atmosferica) e ad un rendimento energetico del 78%.

Una seconda correlazione è quella suggerita da Skempton (1986) in cui la densità relativa è data dalla semplice correlazione qui riportata

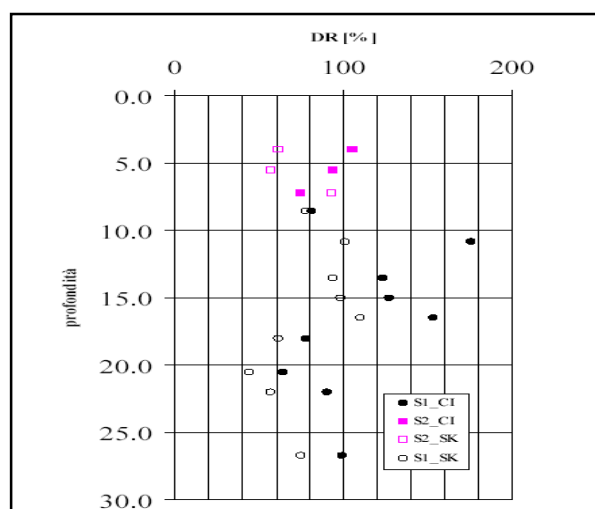
$$DR = 100 \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}}$$

in cui  $N_{1,60}$  è la resistenza penetrometrica NSPT normalizzata rispetto alla tensione unitaria (atmosferica) e ad un rendimento energetico stavolta pari al 60%.

I risultati delle elaborazioni eseguite sono riportati nella seguente tabella e nella figura

Tabella 1 - Elaborazione delle prove SPT.											
Campanile di S. Piero a Grado - Sondaggio S1											
Profondità [m]	$N_{SPT}$ [-]	Note	$D_{50}$ [mm]	$\sigma'_{v0}$ [kPa]	$C_N$ [-]	$N_{1,60}$ [-]	$N_{1,78}$ [-]	$e_{max} - e_{min}$ [-]	$C_D$ [-]	$DR_{CI}$ [%]	$DR_{SK}$ [%]
8.5	38		0.35	110	0.953	36.2	27.9	0.401	42.47	81	78
10.8	71		0.12	133	0.867	61.6	47.4	0.730	15.37	176	101
13.5	66	Rifiuto	0.2	160	0.791	52.2	40.1	0.530	26.48	123	93
15.0	77		0.21	175	0.756	58.2	44.8	0.516	27.74	127	98
16.5	100	Rifiuto	0.18	190	0.725	72.5	55.8	0.563	23.87	153	110
18.0	32		0.22	205	0.698	22.3	17.2	0.503	28.97	77	61
20.5	18	Argilla?	0.17	230	0.659	11.9	9.1	0.583	22.53	64	44
22.0	30		0.14	245	0.639	19.2	14.7	0.659	18.31	90	57
23.5	14	Torba?	0.01	260							
26.7	58		0.2	292	0.585	33.9	26.1	0.530	26.48	99	75
Campanile di S. Piero a Grado - Sondaggio S2 (interno al Campanile)											
Profondità (1) [m]	$N_{SPT}$ [-]	Note	$D_{50}$ [mm]	$\sigma'_{v0}$ [kPa]	$C_N$ [-]	$N_{1,60}$ [-]	$N_{1,78}$ [-]	$e_{max} - e_{min}$ [-]	$C_D$ [-]	$DR_{CI}$ [%]	$DR_{SK}$ [%]
4.0	31		0.12	195	0.716	22.2	17.1	0.730	15.37	105	61
5.5	28		0.13	210	0.690	19.3	14.9	0.692	16.85	94	57
7.2	78		0.9	227	0.664	51.8	39.8	0.297	71.02	75	93

(1) - profondità dal piano di campagna



-Fig.16 Andamento con la profondità della densità relativa, valutata attraverso le correlazioni di Cubrinowski e Ishihara (CI) e Skempton (SK) -

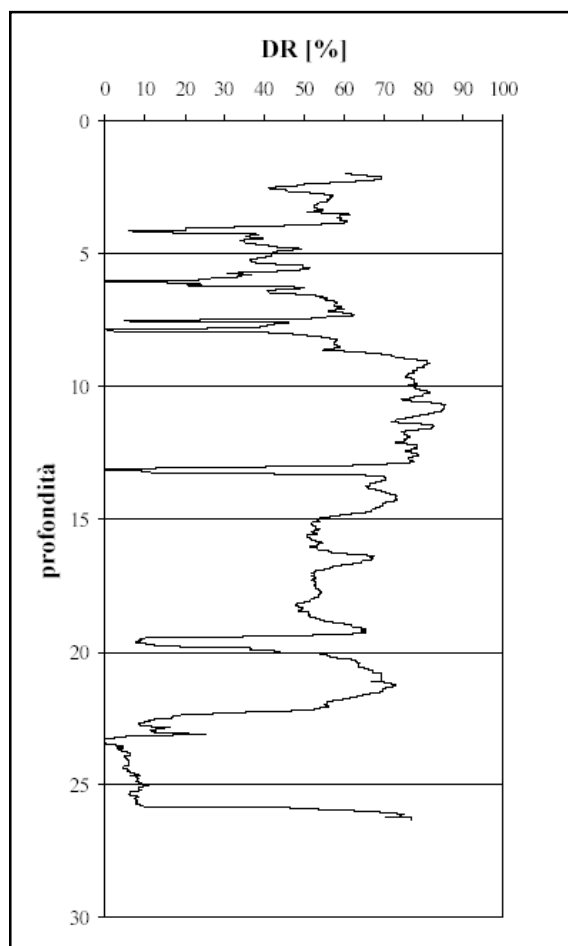
Come già accennato in precedenza l'aumento delle resistenze penetrometriche tra 8 e 15 metri comporta un aumento, presumibilmente falsato, della densità relativa che assume in corrispondenza di quelle profondità improbabili valori superiori al 100%.

Le prove penetrometriche statiche permettono di ottenere la stima della densità relativa attraverso una correlazione empirica ricavata mediante prove in camera di calibrazione

$$DR = 100 \left[ 0.268 \cdot \ln \left( \frac{q_t / p_a}{\sqrt{\sigma'_{v0} / p_a}} \right) - 0.675 \right]$$

facendo riferimento a sabbie di media compressibilità.

L'elaborazione della prova penetrometrica CPTU1, per la quale è più affidabile il calcolo della tensione litostatica, porta alla costruzione della figura



-Fig.17 Andamento con la profondità della densità relativa, valutata attraverso le correlazioni con la resistenza penetrometrica alla punta del piezocono -.



Come nel caso della prova SPT, nell'intervallo di profondità compreso tra 8 e 15 m dal piano campagna si osserva un aumento della densità relativa, che come detto si ritiene fittizio, mentre nelle restanti porzioni di sottosuolo resta compreso tra il 40 ed il 60%.

Il valore così ricavato è mediamente più basso di quello dedotto dalle prove SPT, che si attesta tra il 60 e l'80%.

### 3.3 ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO

La stima di questo parametro, fondamentale per le verifiche di stabilità, è stata effettuata dalla sintesi delle indicazioni ottenute attraverso diverse correlazioni.

In particolare sono state utilizzate le seguenti correlazioni:

- con la densità relativa dedotta dalle prove CPT;
- con la densità relativa dedotta dalle prove SPT;
- con la resistenza alla punta normalizzata del penetrometro statico CPT;
- con il valore del numero di colpi NSPT;
- con il valore della resistenza alla punta  $q_c$  delle prove CPT.

In particolare queste ultime due correlazioni sono considerate cautelative.

Le prime due strade seguite differiscono tra loro esclusivamente per la derivazione della densità relativa. Infatti in entrambi i casi si utilizza la correlazione di Schmertmann per sabbie medie ben assortite

$$\varphi' = 34.5 + 0.1 \cdot DR .$$

Per la prova SPT, considerando che la densità relativa è compresa tra il 60 e l'80%, il valore dell'angolo di resistenza al taglio risulta compreso tra 41.5° e 44.5°.

Per la prova CPT l'elaborazione mediante la relazione citata porta alla figura.

Nella figura con tratto rosso è riportato l'andamento con la profondità del valore dell'angolo di resistenza al taglio.

Come si può vedere nell'intervallo di maggiore interesse per la stabilità dalla fondazione, tra 2 e 8 m dal piano di campagna, il valore varia in pratica tra 39° e 40°.

Nella stessa figura 6 è riportato un secondo andamento con la profondità, relativo alla terza correlazione utilizzata. La relazione, proposta da Kulhawy e Mayne (1990) e ancora una volta basata su prove in camera di calibrazione, è riportata qui di seguito

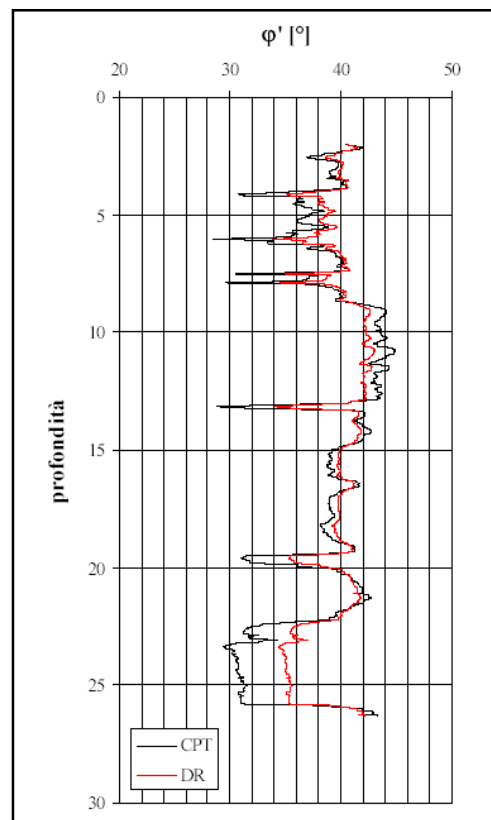
$$\varphi' = 17.6 + 11.0 \cdot \log \left( \frac{q_t / p_a}{\sqrt{\sigma'_{v0} / p_a}} \right)$$

in cui i simboli hanno il significato già indicato in precedenza.

Mediante questa correlazione, che non passa attraverso la determinazione della densità relativa, si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio compresi tra 38° e 40°.

Infine l'angolo di resistenza al taglio può essere stimato attraverso le relazioni empiriche di Peck, Hanson e Torburn (1974)<sup>3</sup> con NSPT e di Meyerof (1976)<sup>3</sup> con  $q_c$ .

La prima correlazione, stimando un valore medio di NSPT tra le profondità di 2 e 10 m dal piano di campagna pari a 45, porta ad un valore di 40°, mentre considerando un valore medio di  $q_c$  pari a 10 MPa si ha 37°.



-Fig.18 Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio, valutata attraverso le correlazioni con la densità relativa e con la resistenza penetrometrica normalizzata -

Quest'ultimo valore, il più basso tra tutte le stime effettuate, è ritenuto un valore adatto alle verifiche statiche riportate nel seguito, anche in considerazione della curvatura dell'involuppo di rottura tipico dei terreni a grana grossa.

La coesione efficace del terreno si assume nulla coerentemente alla natura del terreno.

### 3.4 STORIA TENSIONALE

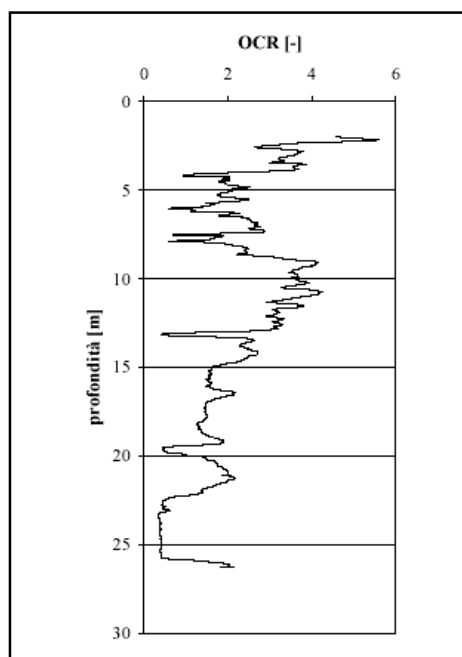
Il terreno di sedime del Campanile risulta essere ovviamente sovraconsolidato a causa della presenza, nel recente passato, del Campanile stesso.

La prova penetrometrica statica permette una stima del grado di sovraconsolidazione OCR mediante correlazioni empiriche. Ovviamente per ottenere delle informazioni che vadano al di là della sovraconsolidazione dovuta alla presenza del Campanile è opportuno fare riferimento alla verticale CPTU1 per la quale si suppone non vi siano stati carichi importanti dovuti alle attività umane.

La figura riporta i dati ottenuti attraverso la relazione proposta da Mayne (2005)

$$OCR = \left[ \frac{0.192 \cdot (q_t/p_a)^{0.22}}{(1 - \sin\phi')(\sigma'_{v0}/p_a)^{0.31}} \right]^{\frac{1}{\sin\phi' - 0.27}}$$

in cui i simboli hanno il significato già indicato in precedenza e si è assunto  $\phi' = 37^\circ$



*-Fig19 Andamento con la profondità del grado di sovraconsolidazione valutato attraverso la correlazione proposta da Mayne-*

Al di là della stima del valore di OCR, si ottiene l'indicazione che il terreno risulta, sia pure leggermente, sovraconsolidato. Tale considerazione, che tornerà utile nella determinazione del cedimento, va ad aggiungersi al fatto che il terreno al di sotto della fondazione ha già sperimentato in passato il carico del Campanile.

#### 4. AZIONI SULLA FONDAZIONE

Nella relazione dell'ing. Bentivoglio sulla struttura in elevazione il campanile è considerato incastrato alla base.

A tale livello, in ottemperanza a quanto stabilito dal DM 16 gennaio 1996, le caratteristiche della sollecitazione<sup>6</sup> possono essere considerate pari a:

Sforzo Normale  $N = 23.4 \text{ MN}$

Momento  $M = 34.4 \text{ MNm}$

Taglio  $T = 1.52 \text{ MN}$

Tali sforzi sono da considerarsi applicati alla quota della soletta in calcestruzzo realizzata nel dopoguerra.

Per la verifica in fondazione è necessario portare tali sollecitazioni sul piano di fondazione, ottenendo:

Sforzo normale  $N_f = 27.6 \text{ MN}$

Momento  $M_f = 38.7 \text{ MNm}$

Taglio  $T_f = 1.52 \text{ MN}$

Nel calcolo si è fatto riferimento allo schema di figura 1 considerando il peso di volume della fondazione pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

**PARTE SECONDA**

**VALUTAZIONI  
PROGETTUALI GEOTECNICHE  
SULLA FONDAZIONE  
DEL CAMPANILE**

## 5. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

### 5.1. CARICO LIMITE

La verifica al carico limite della fondazione è stata effettuata mediante analisi di routine utilizzando la relazione proposta da Brinch Hansen (1970) per il calcolo del carico limite del complesso fondazione-terreno.

Lo schema geometrico è quello di figura 1 in cui la fondazione ha dimensioni in pianta pari a 8.57 m x 8.68 m.

Il terreno, considerato omogeneo, ha una coesione nulla, un angolo di resistenza al taglio pari a 37° ed un peso dell'unità di volume pari a 19 kN/m<sup>3</sup>.

La falda è posta a 2 m dal piano campagna ed il piano di fondazione a 2.8 m dallo stesso riferimento.

Il momento in fondazione è stato considerato agente lungo il lato corto in modo da massimizzare l'eccentricità.

Cautelativamente non è stata considerata la sottospinta sulla fondazione.

La relazione di Brinch Hansen pone il carico limite pari a:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

in cui il secondo termine del secondo membro è nullo in quanto è nulla la coesione ed i coefficienti correttivi “b” e “g” sono unitari in quanto relativi all'inclinazione del piano di fondazione e del piano di campagna che nel nostro caso sono nulle.

Nel caso in esame si ha:

$$\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$$

in quanto peso del terreno immerso, essendo la falda a 2 m;

$$B' = B - 2M_f/N_f = 5.76 \text{ m}$$

in quanto il carico è eccentrico;

$$N_\gamma = 47.38$$

in quanto  $\phi' = 37^\circ$

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin 37^\circ}{1 - \sin 37^\circ} \frac{5.76}{8.68} = 1.267$$

coefficiente correttivo per la forma;

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{T_f}{N_f}\right)^m, \text{ con } m = \frac{2 + B'/L}{1 + B'/L} = 1.601,$$

coefficiente di inclinazione pari a 0.913;

$q'$  è la tensione efficace sul piano di fondazione, pari a 45.2 KPa;

$N_q = 42.92$  in quanto  $\phi' = 37^\circ$ ;

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D}{B} = 1.116$$

coefficiente correttivo per la profondità D;

$$i_q = \left(1 - \frac{T_f}{N_f}\right)^{m+1} \text{ con } m = \frac{2 + B'/L}{1 + B'/L}$$

coefficiente di inclinazione pari a 0.863.

Con i valori sopra riportati il carico limite risulta pari a 3787.9 KPa.

Il carico verticale applicato sulla fondazione equivalente di dimensioni 5.76 m x 8.68 m è di 27.6 MN il che porta ad una tensione media sul terreno di 552 kPa.

Il coefficiente di sicurezza globale, è stato assunto pari a 6.9 in condizioni sismiche.

## 5.2. CEDIMENTO MEDIO

Il cedimento medio del Campanile è stato stimato attraverso l'uso di tre diversi metodi indipendenti:

- Metodo di Burland e Burbidge (1985);
- Metodo di Schmertmann (1978);
- Metodo elastico.

Il primo metodo è un metodo empirico basato sull'analisi di un gran numero di casi reali. Nel caso in esame il cedimento è dovuto alla applicazione di carichi che in passato hanno già gravato sulla fondazione.

Per questo motivo il cedimento è posto pari a:

$$s = qB^{0.7} \frac{I_c}{3}$$

In cui

$$I_c = \frac{1.706}{N_{av}^{1.4}}$$

Il valore di  $q$  pari a 280 KPa è stato ricavato dal peso dell'intero Campanile distribuito sull'area di fondazione, pertanto si tratta di una sovrastima della tensione applicata al terreno;

$B$  è pari a 8.57 m;

$I_c$  è pari a 0.0131 avendo stimato  $N_{av}$  pari a 32.3.

Ciò posto il cedimento immediato risulta pari a 5.5 mm.

I terreni a grana grossa sono sensibili al fenomeno del creep, pertanto si è soliti considerare un'amplificazione del cedimento legata a tale fenomeno.

Nel caso in esame nel metodo è introdotto un coefficiente correttivo

$$f_t = 1 + 0.3 + 0.2 \log \frac{t}{3}$$

in cui  $t$  è il tempo in anni posto pari a 100.

In questo caso  $f_t$  assume il valore di 1.6, portando il cedimento a 8.8 mm.



Il Secondo è un metodo semi-empirico basato sulle prove CPT.

Il cedimento è posto pari a

$$s = C_1 C_2 \Delta q \sum \frac{I_z}{E} \Delta z$$

in cui  $C_1$  è un coefficiente che tiene conto della storia tensionale ed è posto pari a 0.5;

$C_2$  è un coefficiente che tiene conto del creep ed è pari a 1.6;

$\Delta q$  è la tensione in fondazione pari a 280 kPa;

$I_z$  è un indice di deformazione dato nel nostro caso dalle seguenti relazioni:

$$I_z = 0.1 + \frac{0.54}{4.285} (z - 2.80)$$

$$I_z = 0.64 - \frac{0.64}{12.855} (z - 7.08)$$

di cui la prima è valida per  $2.80 < z < 7.08$  e la seconda per  $7.08 < z < 19.94$ ;

$E = 2.5q_c$

È il modulo di rigidezza del terreno ricavato dalla resistenza alla punta  $q_c$ ;

$\Delta z$  è l'intervallo con cui è stato discretizzato il terreno.

Con i dati relativi alla prova CPTU1 il cedimento calcolato risulta pari a 6.0 cm.

Essendo però in presenza di un terreno sovraconsolidato lo stesso autore suggerisce di dimezzare il cedimento, ottenendo come stima più probabile il valore di 30 mm.

Il Terzo metodo è basato sulla teoria dell'elasticità.

Per poter applicare le relazioni della teoria dell'elasticità è necessario stimare i parametri elastici del materiale:

il modulo di Young,  $E$  ed il coefficiente di Poisson,  $\nu$ .

Il secondo può essere senz'altro posto pari a 0.2, mentre per il modulo di Young è necessario un discorso più complesso.

Il valore a piccole deformazioni del modulo può essere ricavato dalla determinazione della velocità delle onde di taglio.

Infatti per la teoria dell'elasticità vale la relazione:

$$G_0 = \nu V_s^2$$

in cui  $V_s$  è la velocità delle onde di taglio, stimata in 200 m/s,  $\rho$  è la densità del mezzo assunta pari a 1900 kg/m<sup>3</sup>, da cui il valore del modulo di taglio a piccolissime deformazioni è di 76 MPa.

Dato che  $\nu = 0.2$  e che  $E_0 = 2G_0(1+\nu)$ , il modulo di Young a piccolissime deformazioni è pari a 182.4 MPa.

A questo punto, considerato che la deformazione media è dell'ordine di 0.001, il valore operativo di  $E$  (è un modulo secante in quanto il terreno non ha un comportamento lineare) può essere posto pari alla metà di quello a piccolissime deformazioni, pertanto

$E_{op} = 90 \text{ MPa}$ .

Per una fondazione quadrata, il cedimento è pari a

$$s = \frac{q}{E_{op}} B(1 - \nu^2) \cdot I$$

in cui  $I$  è un coefficiente di influenza suggerito da Tsytovich (1976) in funzione dello spessore dello strato deformabile che risulta nelle condizioni in esame pari a 0.62.

Con i valori dei parametri così determinati il cedimento calcolato è di 16 mm.

Considerato che il cedimento calcolato mediante la correlazione di Schmertmann è solitamente molto cautelativo, si può assumere che il cedimento della fondazione sia di circa 10 mm.

Il cedimento così stimato è da considerarsi compatibile con l'esercizio della struttura.

### 5.3. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DELL' EQUILIBRIO

Un edificio alto poggiante su di uno strato deformabile può essere soggetto al fenomeno della *leaning instability*.

Tale fenomeno è connesso alla rigidezza dei terreni di fondazione piuttosto che alla loro resistenza e può provocare gravi dissesti.

Una valutazione della stabilità dell'equilibrio può essere effettuata mediante la relazione

$$FS_I = \frac{E_{op} B^3}{(1 - \nu^2) W \cdot H \cdot I_a}$$

in cui  $W$  è il peso del Campanile (27.6 MN),  $H$  è l'altezza del baricentro (17.85 m) e  $I_a$

è un coefficiente di influenza legato alla geometria (3.80);

mentre gli altri parametri hanno il significato ed i valori assunti in precedenza.

Con questi dati il valore del coefficiente di sicurezza  $FS_I$  è pari a 42, indicando che il Campanile risulta senz'altro stabile.

#### *5.4 INTERVENTI SUGGERITI IN FASE DI VALUTAZIONE PROGETTUALE SULLA FONDAZIONE DEL CAMPANILE*

Le indagini svolte sul masso di fondazione hanno mostrato due diverse problematiche.

La prima riguarda le lesioni riscontrate in fase di indagine archeologica, la seconda riguarda la presenza di vuoti e discontinuità presenti nel masso di fondazione e rilevati durante le perforazioni effettuate all'interno del Campanile.

Allo scopo di ripristinare la continuità della fondazione si suggerisce di effettuare delle iniezioni di boiaccia cementizia all'interno del masso fondale dopo aver predisposto delle perforazioni del diametro di almeno 32 mm.

Allo stato attuale, allo scopo di quantizzare gli interventi necessari, è possibile individuare una quantità di miscela cementizia da iniettare pari a circa 50 m<sup>3</sup>, ipotizzando una porosità del 20%.

Per ciò che riguarda le perforazioni di iniezione, ipotizzando delle perforazioni inclinate ogni 60 cm sia dall'interno che dall'esterno si ha una lunghezza totale di perforazioni di circa 800 m.

#### *5.5 MONITORAGGIO SUGGERITO IN CORSO D'OPERA*

In fase di realizzazione dell'opera è necessario seguire il comportamento della fondazione mediante un monitoraggio topografico in modo da verificare puntualmente le ipotesi fatte nella valutazione dei cedimenti.

Tale monitoraggio è da prevedersi in almeno venti misure effettuate durante la costruzione del campanile su otto punti installati sul basamento del Campanile ai vertici della base ed a metà dei lati.

I movimenti di questi punti saranno riferiti a tre punti esterni al campanile situati ad opportuna distanza da esso ed in particolare:

- nella zona del prato a sud;
- sulla basilica ad est;
- sugli edifici dell'Università a nordovest.

# PARTE TERZA

## **MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA**

### **MISURE E METODI PER LA VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI E DELLA STABILITA'**

## 6. METODO DI MONITORAGGIO

### 6.1. *STRUMENTAZIONE ADOTTATA E VALORI LETTURE*

Per il monitoraggio è stata scelta una livellazione di alta precisione da ripetersi nel corso della realizzazione dell'opera, il tutto seguendo la seguente procedura:

La livellazione geometrica di precisione per il collegamento dei caposaldi/stadiette è stata eseguita con livellazione geometrica dal mezzo, utilizzando un livello automatico di altissima precisione, *CARL ZEISS JENA NI002A*, strumento che legge direttamente la stadia al decimo di millimetro ed a stima fino al centesimo di millimetro;

lo stesso ha un errore medio per un chilometro di doppia livellazione di  $\pm 0.2\text{mm}$ , 40 ingrandimenti ed un errore di stabilizzazione del pendolo di soli  $0.05''$ .

Lo strumento ha inoltre un sistema di compensazione degli errori di rettifica eseguendo le letture coniugate.

Per le misure sono state fissate una serie di stadiette al Campanile da controllare.

I calcoli relativi alla livellazione geometrica sono stati eseguiti compensando le letture.

E' stato preso quale caposaldo di riferimento altimetrico, per il calcolo delle quote, il CAPOSALDO n. 1, materializzato da una stadietta fissata su muro (con apposite viti antistrappo)

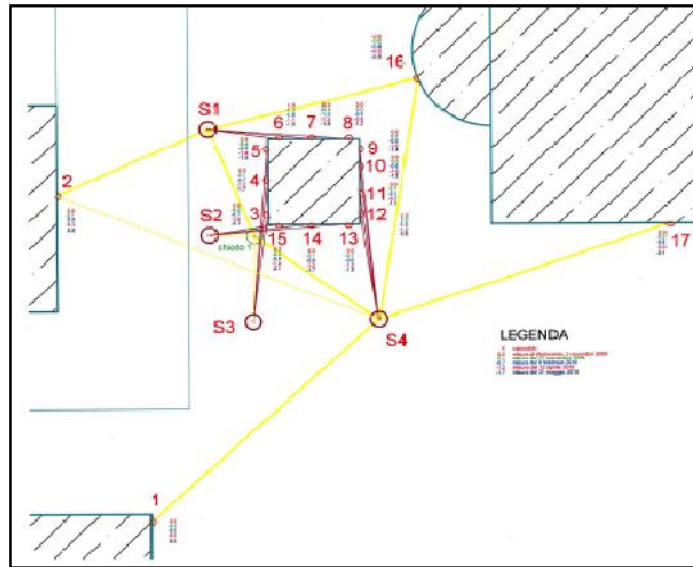
I punti da monitorare sono stati materializzati con stadiette fissate sul Campanile

Le misure sono iniziate nel mese di novembre 2009 (misura di riferimento), dalle misure di controllo effettuate, si evidenziano piccoli movimenti, variabili rispetto alla prima misura.



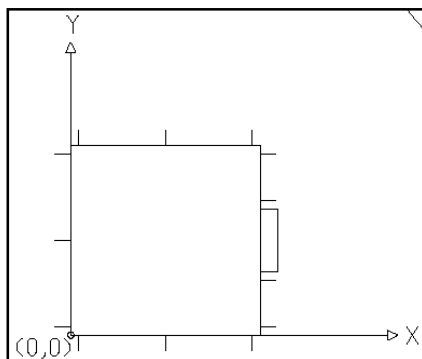
- Fig.20 Strumenti livellazione di precisione-

Si riporta ora la planimetria con lo schema di misura e le relative letture:



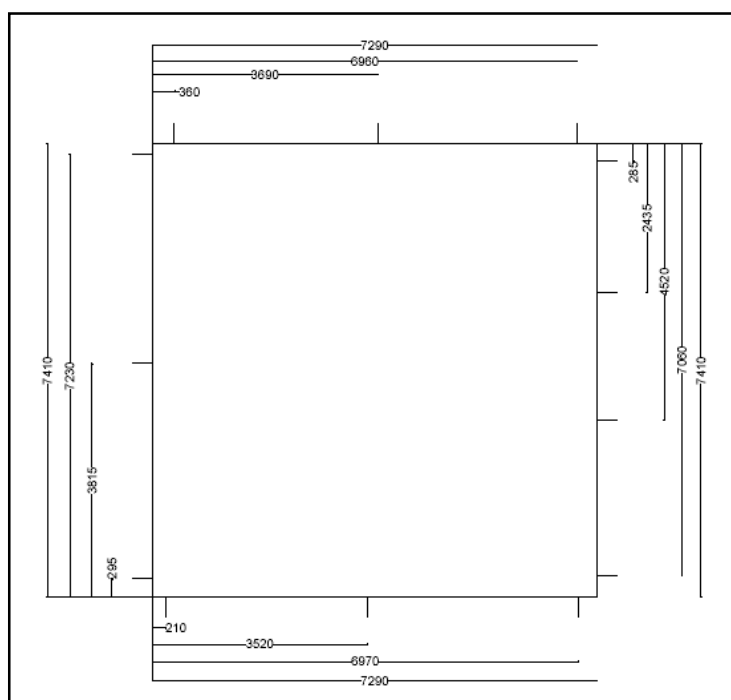
PUNTO	Coordinate (mm)					
	x	y	Zced2	Zced3	Zced4	Zced5
<b>3</b>	0	295	-0,2	-0,7	-1,5	-2,1
<b>4</b>	0	3815	-0,1	-0,7	-1,2	-1,7
<b>5</b>	0	7230	-0,4	-0,9	-1,4	-1,5
<b>6</b>	360	7410	-0,3	-0,6	-1,1	-1,5
<b>7</b>	3690	7410	-0,3	-1	-1,4	-1,8
<b>8</b>	6960	7410	0	-0,5	-0,8	-1,2
<b>9</b>	7290	285	0	-0,6	-1	-1,4
<b>10</b>	7290	2435	0	-0,6	-1	-1,5
<b>11</b>	7290	4520	0,1	-0,1	-0,7	-1,1
<b>12</b>	7290	7060	0	-0,5	-1,2	-1,6
<b>13</b>	6970	0	-0,1	-0,6	-1,2	-1,8
<b>14</b>	3520	0	-0,1	-0,6	-1,2	-1,7
<b>15</b>	210	0	-0,2	-0,8	-1,4	-2,1
Nota 1: Le misure di cedimento Zced sono ricavate sempre come differenza dalla prima lettura temporale di livellazione ad alta precisione						
Nota 2: Date misure livellazione: ced2 27/11/2009; ced3 08/02/2010; ced4 12/04/2010; ced5 31/05/2010						

Successivamente è stato fatto un rilievo del campanile, al fine di riferire tutti i punti a un preciso sistema di assi, per poter applicare i metodi di valutazione del cedimento e della stabilità che vedremo nel seguito:



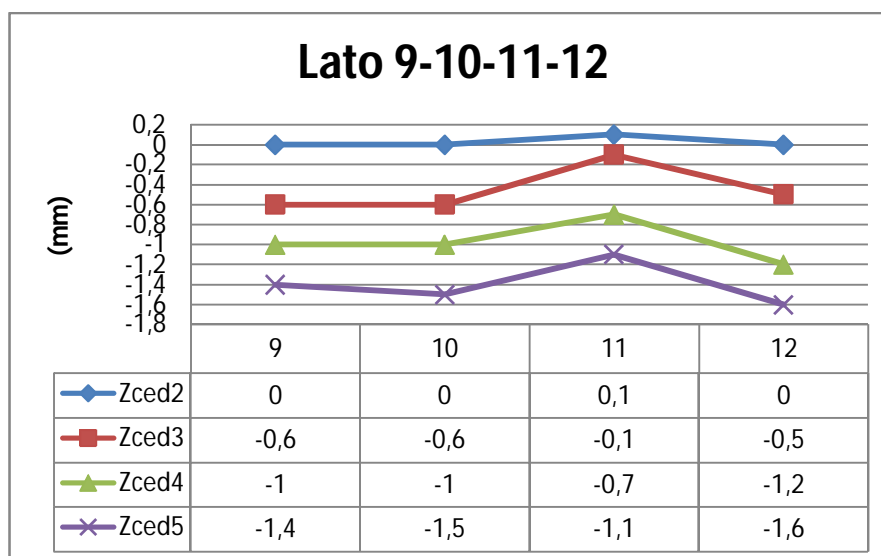
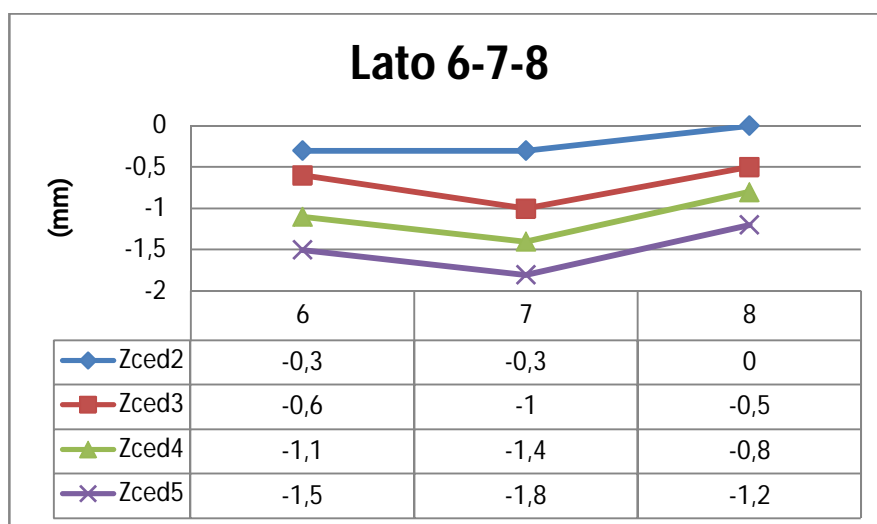
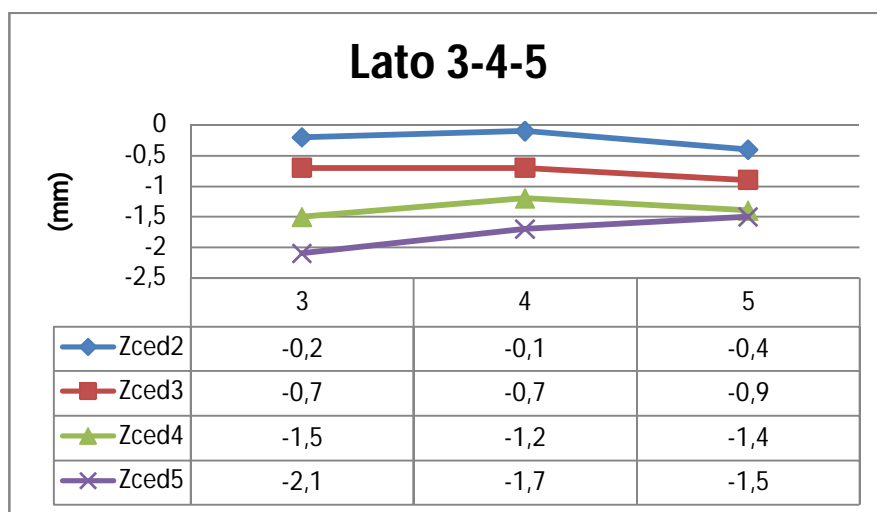
- Fig.21 Sistema coordinate rilievo -

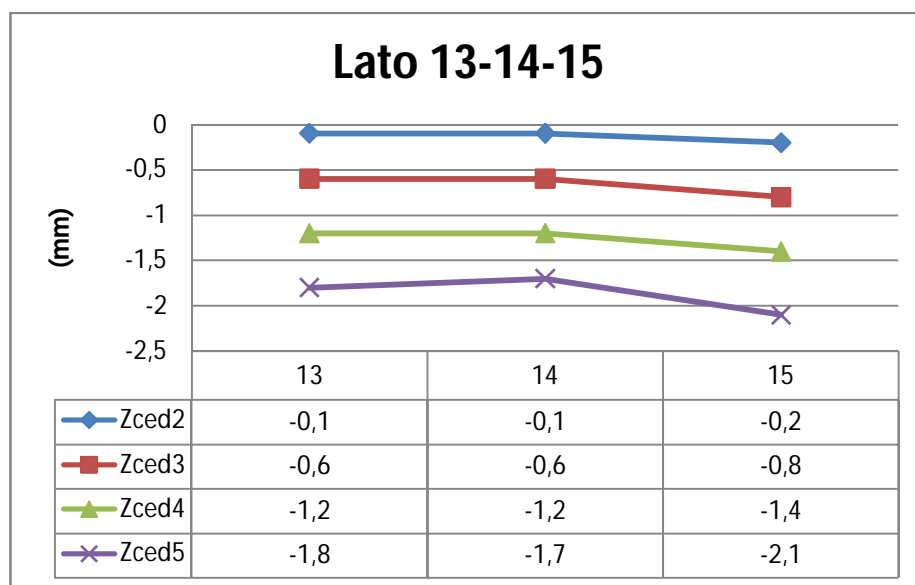
Si riporta per completezza, i valori letti nel rilievo fatto:





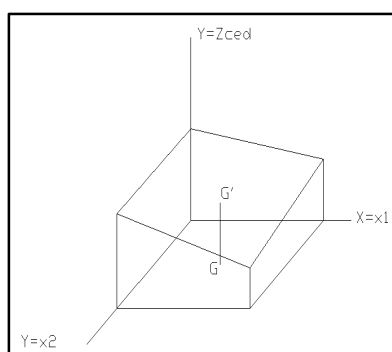
Dopo questa operazione, la fase successiva è stata quella di valutare li spostamenti dei vari lati a seguito delle misure di alta precisione tale operazione è riportata graficamente e in termini di valori nelle seguenti tabelle:





## 6.2. CALCOLO DEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE E DEL RELATIVO CEDIMENTO ALLE VARIE LETTURE NEL TEMPO.

Il baricentro è stato calcolato geometricamente dalla lettura di misura della fondazione appena sopra illustrata, graficamente può così essere rappresentato sia il baricentro che il suo movimento:



Per il cedimento del baricentro, cioè il cedimento medio fra le letture fatte con la livellazione di alta precisione è stata creata una matrice di regressione multipla per ogni lettura temporale, vediamo ad esempio quella fatta con la prima lettura:

<b>P.to</b>	<b>x (mm)</b>	<b>y (mm)</b>	<b>Z1 (mm)</b>
<b>3</b>	0	295	5003,4
<b>4</b>	0	3815	4997,7
<b>5</b>	0	7230	5007,1
<b>6</b>	360	7410	4997,3
<b>7</b>	3690	7410	4990,3
<b>8</b>	6960	7410	4998,5
<b>9</b>	7290	285	4982,4
<b>10</b>	7290	2435	4989,6
<b>11</b>	7290	4520	5003
<b>12</b>	7290	7060	4972,4
<b>13</b>	6970	0	4997,1
<b>14</b>	3520	0	5002,9
<b>15</b>	210	0	5002,2

matrice regressione lineare multipla Zced1	-0,00051	-0,00162	5003,894
	0,000754	0,00074	4,695021
	0,342532	8,65417	#N/D
	2,604927	10	#N/D
	390,1903	748,9466	#N/D

Con il seguente significato dei numeri della matrice elaborata da un foglio di calcolo appositamente creato:

LEGENDA:

matrice regressione lineare multipla Zced2	mn	mn-1	...	m2	m1	b
	sen	sen-1	...	se2	se1	seb
	r2	sev				
	F	df				
	ssreg	ssresid				

se	errore standard per coef. m1,m2 etc...
sb	errore standard per la cost. b
r2	coef. di determinazione
sev	errore standard per la stima di y
F	statistica di F
df	gradi libertà
ssreg	la somma della regressione dei quadrati
ssresid	la somma residua dei quadrati

Si riporta adesso i valori delle coordinate del baricentro nel piano di riferimento X-Y, e il relativo cedimento insieme alle rotazioni del piano a cui esso appartiene:

Coordinate baricentro G			Rotazioni piano (arcsec)	
x	3645	mm		
y	3705	mm		
Cedimenti (Zced) baricentro			ax	ay
Y1 rif.	4996,04	mm	-1,83	-5,83

Dove Y1 rif., è stato ricavato dall'equazione parametrica del piano:

Equazione piano
$Y=m1*x1+m2*x2+b$

Si riporta adesso quello appena visto per la prima lettura, per le successive, il tutto svolto ripetendo il metodo descritto:

P.to	x	y	Zced2 (mm)	Zced3 (mm)	Zced4 (mm)	Zced5 (mm)
3	0	295	-0,2	-0,7	-1,5	-2,1
4	0	3815	-0,1	-0,7	-1,2	-1,7
5	0	7230	-0,4	-0,9	-1,4	-1,5
6	360	7410	-0,3	-0,6	-1,1	-1,5
7	3690	7410	-0,3	-1	-1,4	-1,8
8	6960	7410	0	-0,5	-0,8	-1,2
9	7290	285	0	-0,6	-1	-1,4
10	7290	2435	0	-0,6	-1	-1,5
11	7290	4520	0,1	-0,1	-0,7	-1,1
12	7290	7060	0	-0,5	-1,2	-1,6
13	6970	0	-0,1	-0,6	-1,2	-1,8
14	3520	0	-0,1	-0,6	-1,2	-1,7
15	210	0	-0,2	-0,8	-1,4	-2,1

Le matrici di regressione lineari sono le seguenti:

matrice regressione lineare multipla Zced2	-1,05127E-05	3,41446E-05	-
	8,17919E-06	8,0261E-06	0,050910527
	0,665259505	0,093841622	#N/D
	9,936943929	10	#N/D
	0,175014424	0,088062499	#N/D

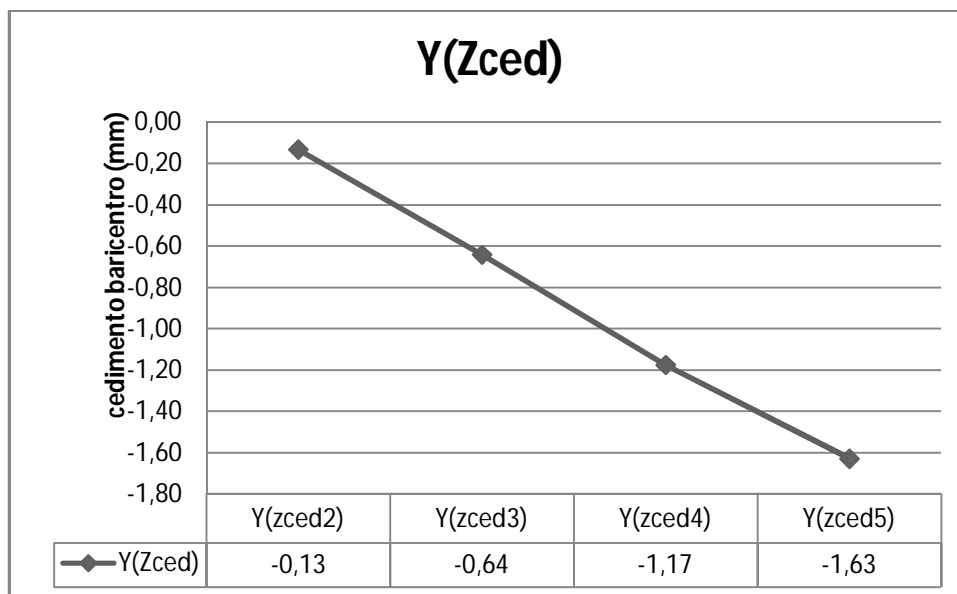
matrice regressione lineare multipla Zced3	-2,34275E-06	3,74028E-05	- 0,768502561
	1,68883E-05	1,65722E-05	0,105119353
	0,338654851	0,193762884	#N/D
	2,560348793	10	#N/D
	0,192251754	0,375440554	#N/D

matrice regressione lineare multipla Zced4	1,30942E-05	4,87412E-05	- 1,400483691
	1,61959E-05	1,58928E-05	0,100809649
	0,500141539	0,185818956	#N/D
	5,002831584	10	#N/D
	0,345482386	0,345286845	#N/D

matrice regressione lineare multipla Zced5	4,39737E-05	5,05486E-05	- 1,975109664
	1,90882E-05	1,87309E-05	0,118812502
	0,554635673	0,219002996	#N/D
	6,22676356	10	#N/D
	0,597299955	0,479623122	#N/D

Complessivamente si crea uno specchio di riepilogo dei valori e una sua rappresentazione grafica per tenere sotto controllo i valori calcolati per una rapida consultazione che servirà per i metodi che poi andremo ad applicare per valutazione cedimento e stabilità:

Coordinate baricentro G			Rotazioni piano (arcsec)	
x	3645	mm		
y	3705	mm		
Cedimenti (Zced) baricentro			ax	ay
Y(zced2)	-0,13	mm	-0,04	0,12
Y(zced3)	-0,64	mm	-0,01	0,13
Y(zced4)	-1,17	mm	0,05	0,18
Y(zced5)	-1,63	mm	0,16	0,18

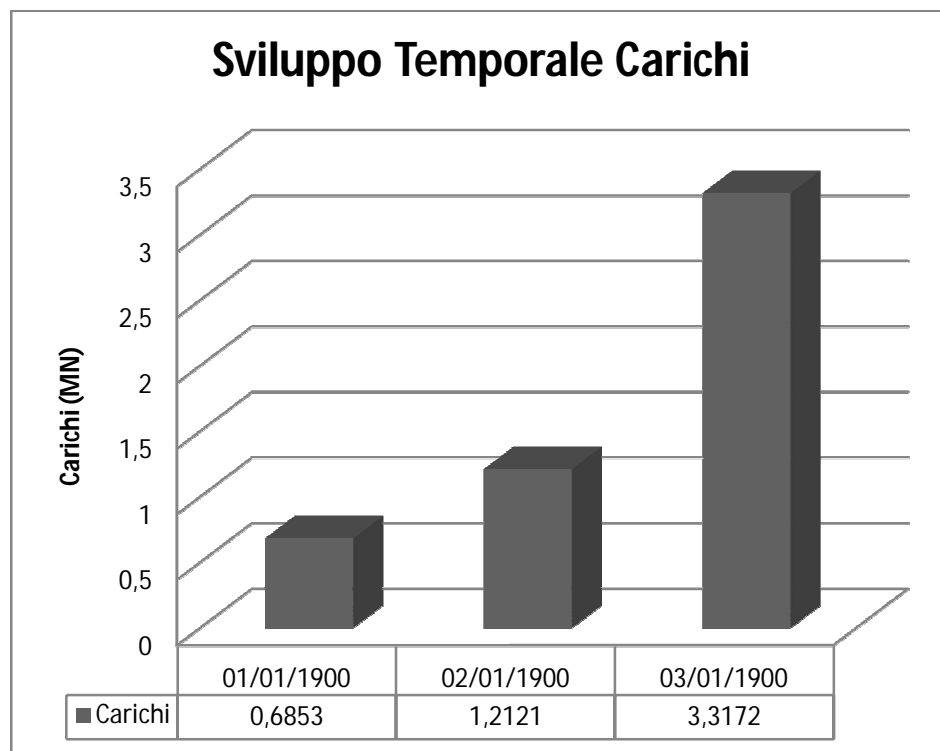


### 6.3. SVILUPPO TEMPORALE DEI CARICHI

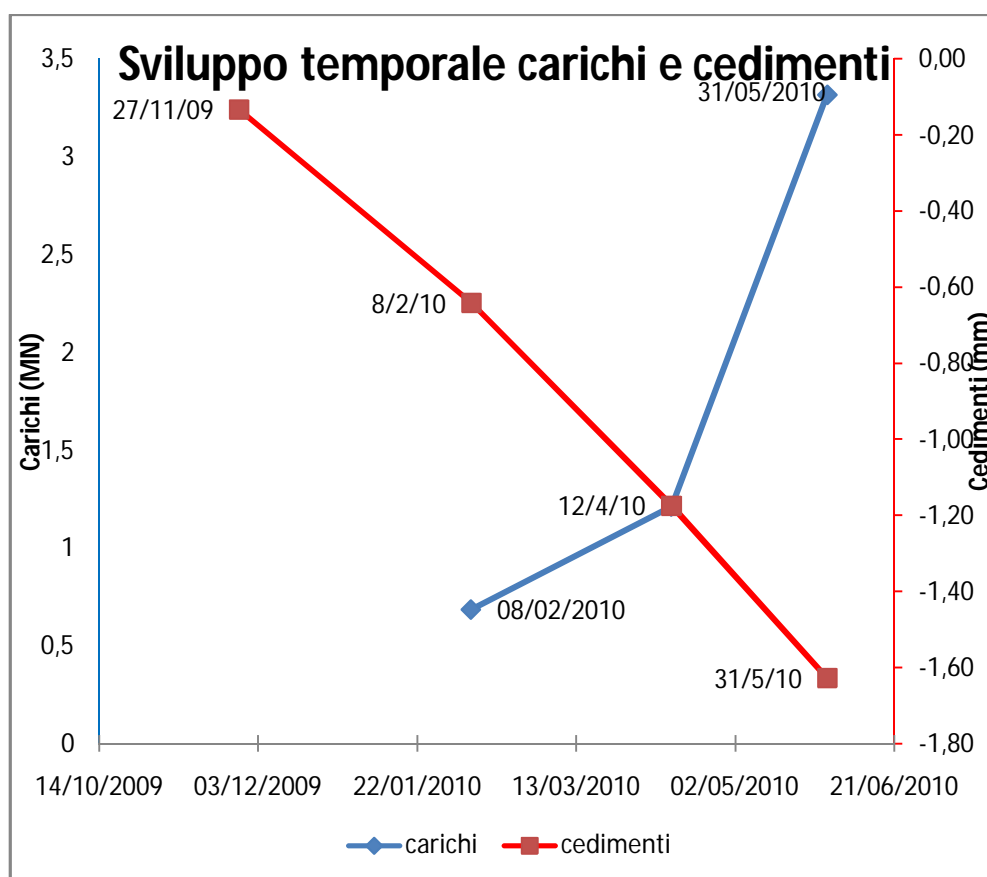
Dalla cortesia della ditta realizzatrice, e in particolare del direttore dei lavori, attraverso la consultazione del giornale di cantiere, mi è stato permesso di risalire a tre “tappe” di carico.

Tali “step” vengono qui riportati analiticamente e graficamente:

data	carichi (MN)
08/02/2010	0,6853
12/04/2010	1,2121
31/05/2010	3,3172



Si può adesso vedere la prima interazione fra carico e cedimento medio del baricentro della base del Campanile, che qui viene riportata in maniera grafica:



#### 6.4. IL MODULO DI RIGIDEZZA

Dalla possibilità di poter avere valori in ordine temporale dell'andamento dei carichi e dei relativi cedimenti (riferiti al baricentro), possiamo risalire al valore del Modulo di Young del terreno, così come suggerito nel testo del Prof. Carlo Viggiani:

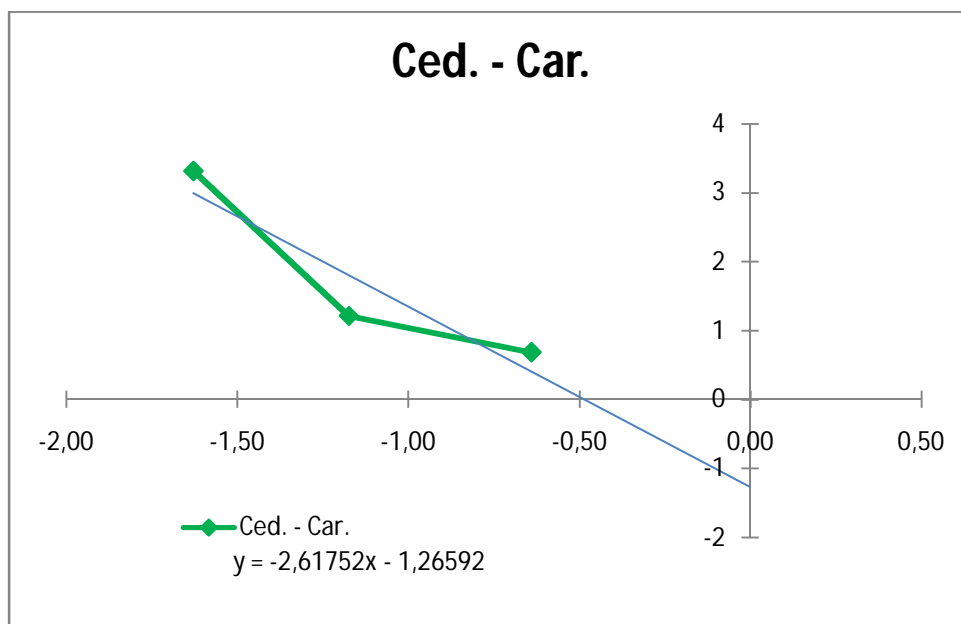
$$k_w = \frac{EB}{I_w(1-\nu^2)}$$

- Rigidezza verticale -

Con il seguente significato e valori del nostro problema:

B	Dimensione caratteristica fondazione	8570,000
E	Modulo di Young	
lw	Coef. d'influenza	0,870
n	Coef. di Poisson	0,230

Date	Carichi (MN)	Cedimenti	ax (arcsec)	ay (arcsec)	coef poisson sabbie	0,2:0,45
27/11/2009		-0,13	-0,04	0,12	Coef.Poisson	0,23
08/02/2010	0,6853	-0,64	-0,01	0,13		
12/04/2010	1,2121	-1,17	0,05	0,18		
31/05/2010	3,3172	-1,63	0,16	0,18		





Dalla costruzione del grafico Carichi-cedimenti, si calcola la retta interpolatrice dei valori disponibili, andando così a ottenere il coef.angolare di tale retta, il quale fisicamente non è altro che la rigidezza verticale  $K_w$ .

La conoscenza di tale parametro permetterà ora di utilizzare in maniera inversa la formulazione precedente

Coef.angolare interpolazione retta carichi-cedimenti	
m	2,61752

Il Prof. Viggiani suggerisce:

Forma della fondazione		Dimensione caratteristica B	$I_w$	$I_\alpha$
Circolare		Diametro	1	6
Quadrata		Lato	0,87	3,8
Rettangolare di lati L e B ( $L \neq B$ )	B/L	Lato B attorno al quale agisce il momento		
	0,20		1,68	0,09
	0,33		1,40	0,30
	0,50		1,18	0,79
	0,75		0,98	2,00
	1,00		0,87	3,80
	1,25		0,78	3,22
	1,50		0,69	9,27
	1,75		0,64	12,9
	2,00		0,59	17,2
Corona circolare con diametro interno pari a rB	3,00	Diametro esterno B	0,47	40,7
	5,00		0,34	118
	r			
	0,0		1,00	6,00
	0,1		0,99	6,00
	0,2		0,96	6,01
	0,3		0,91	6,02
	0,4		0,84	6,06
	0,5		0,75	6,15
	0,6		0,65	6,31
	0,7		0,54	6,61
	0,8		0,41	7,19
	0,9		0,26	8,79

Perciù:

Ponendo $m=K_w$	$E=(K_w \cdot I_w \cdot (1-n^2))/B$		
E	0,0002516658 (MN/mm <sup>2</sup> )	251,666 (N/mm <sup>2</sup> )	o Mpa

E' possibile adesso svolgere un controllo sulla previsione fatta in fase di progetto illustrata nei capitoli precedenti che qui riportiamo in sintesi:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

$V_s$  è la velocità delle onde di taglio, stimata in 200 m/s

$\rho$  è la densità 1900 kg/m<sup>3</sup>

$$E_0 = 2G_0(1+\nu) \quad 182.4 \text{ MPa}$$

$$E_{op} = 90 \text{ MPa}$$

Essendo  $90 < 251,66 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  il modello risulta in accordo con il modello.

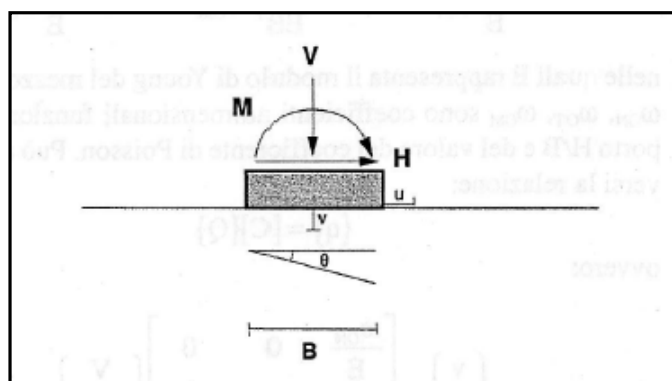
## 7. ANALISI DEL CEDIMENTO

### 7.1. INTRODUZIONE AL MODELLO PER LA VALUTAZIONE DEL CEDIMENTO

Si consideri una fondazione rigida di larghezza  $B$  e di lunghezza  $L \gg B$ , in modo da poter assumere condizioni di deformazione piana, soggetta ad un sistema di carichi costituito da una forza verticale  $V$ , una forza orizzontale  $H$  e una coppia  $M$ .

Una combinazione di carichi di questo tipo (carico inclinato ed eccentrico) è quella che agisce comunemente su di una qualsiasi fondazione, anche se il carico verticale è in generale prevalente e questo spiega perché i più diffusi metodi di calcolo del cedimento si riferiscano solo ai carichi verticali.

D'altro canto, non mancano casi nei quali le componenti  $H$  e  $M$  sono significative, come ad esempio per le strutture alte (torri, ciminiere, serbatoi sopraelevati).



Dove  $v$  lo spostamento verticale ed  $u$  quello orizzontale del centro della fondazione e  $\theta$  la sua rotazione, è possibile definire un vettore degli spostamenti:

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} v \\ u \\ \theta B \end{Bmatrix}$$

Ed un vettore dei carichi:

$$\{Q\} = \begin{Bmatrix} V \\ U \\ M/B \end{Bmatrix}$$

Dove la rotazione è stata moltiplicata per  $B$  ed il momento diviso per  $B$  onde ottenere grandezze dimensionalmente omogenee.

Assimilando il sottosuolo ad un mezzo elastico (uno strato elastico, omogeneo ed isotropo di spessore  $H$  poggiante su di un substrato rigido), MILOVIC (1970) hanno ottenuto le seguenti espressioni:

$$u = \frac{H}{E} \omega_{OT} \quad \theta = \frac{M}{EB^2} \omega_{OM} \quad v = \frac{V}{E} \omega_{ON}$$

Nelle quali  $E$  rappresenta il modulo di Young del mezzo elastico e le omega sono i coefficienti adimensionali funzione del rapporto  $H/B$  e del valore del coefficiente di Poisson.

Può allora scriversi la relazione:

$$\{q\} = [C]\{Q\}$$

Ovvero:

$$\begin{Bmatrix} v \\ u \\ \theta B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\omega_{ON}}{E} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\omega_{OT}}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\omega_{OM}}{E} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V \\ H \\ M/B \end{Bmatrix}$$

Come si vede, nella matrice solo i termini sulla diagonale principale sono diversi da zero; si ha quindi totale disaccoppiamento, nel senso che lo spostamento verticale dipende solo da  $V$ , quello orizzontale solo da  $H$  e la rotazione solo da  $M$ .

Se si assume invece per il terreno un comportamento di tipo elasto-plastico con incrudimento, la relazione fra carichi e cedimenti deve essere espressa in forma incrementale:

$$\{\dot{q}\} = [C]\{\dot{Q}\}$$

E, in generale la matrice è una matrice piena, e cioè può aversi accoppiamento fra le diverse componenti del carico e dello spostamento:

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{VV} & C_{VU} & C_{V\theta} \\ C_{UV} & C_{UU} & C_{U\theta} \\ C_{\theta V} & C_{\theta U} & C_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

## 7.2. *LEGAME SPERIMENTALE CARICHI-SPOSTAMENTI*

L'apparecchiatura di prova consente di eseguire prove sotto l'azione di carichi verticali o inclinati, centrati o eccentrici, su di una fondazione rigida dalle dimensioni in pianta di  $10 \times 20 \text{ cm}^2$  in condizioni di deformazione piana.

Le prove che verranno illustrate sono state condotte su di una sabbia monogranulare medio-fine ( $d_{50}=0,35 \text{ mm}$ ), denominata sabbia dell'Adda asciutta e posta in opera con un grado di addensamento basso ( $Dr=0,6$ ).

La figura seguente mostra i risultati di una prova nella quale è stato applicato un carico puramente verticale (percorso di carico verticale).

Il carico è stato fatto aumentare progressivamente, misurando gli spostamenti verticali;

Gli spostamenti e le rotazioni sono risultati nulli.

Il legame fra la forza verticale  $V$  e lo spostamento verticale o cedimento  $v$  si presenta non lineare sin dall'inizio;

il cedimento continua ad aumentare al crescere del carico, senza che si raggiunga una condizione di rottura ben definita.

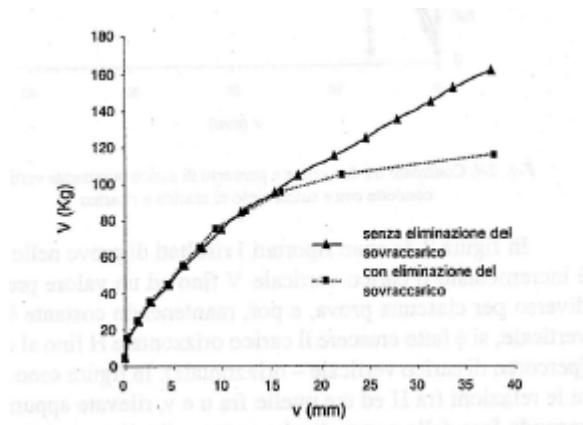
Quest'ultima circostanza si spiega, come osservato da Vesic (1975), con il fatto che per le fondazioni su sabbia sciolta si verifica una rottura per punzonamento, preceduta da cedimenti molto elevati.

Per tale motivo la fondazione, posta inizialmente sulla superficie del terreno, si trasforma progressivamente in una fondazione profonda, con un carico limite crescente per effetto dell'insorgere di un termine legato al carico laterale  $N_q \gamma D$  (con  $D=v$ ).

Questo inconveniente può essere aggirato provvedendo, ad ogni incremento di carico, ad asportare il terreo posto al di sopra del piano di posa della fondazione modello, mediante una tecnica di aspirazione proposta da James (1965).

Sempre nella solita figura è riportata con linea a tratti la curva carico-cedimento che si ottiene in tal modo; questa volta il carico limite di rottura è abbastanza ben definito.

Le due curve carico-cedimento coincidono fin quasi al raggiungimento del carico limite; ciò garantisce che, nel campo di carichi per i quali è significativo il calcolo dei cedimenti di una fondazione, l'eliminazione del sovraccarico laterale non alteri la curva carico-cedimento.

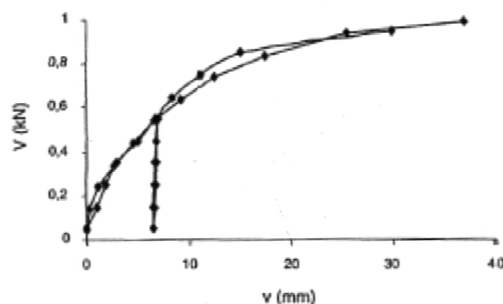


- Fig.21 Confronto tra due prove a percorso di carico puramente verticale condotte con e senza l'eliminazione del sovraccarico laterale-

In figura sono poste a confronto due curve carico verticale  $V$  - cedimento  $v$ , una delle quali comprende un ciclo intermedi di scarico e ricarico.

La fase di scarico è caratterizzata da un ritorno elastico praticamente nullo; in fase di ricarico si ripercorre la curva di scarico fino a raggiungere la configurazione dalla quale si era iniziato lo scarico, per poi riprendere l'andamento della curva iniziale.

Questo comportamento è caratteristico di un materiale elasto-plastico con incrudimento. Per la piccolezza delle deformazioni elastiche, il comportamento è addirittura quasi rigido-plastico.



-Fig.22 Confronto tra due prove a percorso di carico puramente verticale condotte con e senza ciclo di scarico e ricarico –

In figura sotto sono riportati i risultati di prove nelle quali si è incrementato il carico verticale  $V$  fino ad un valore prefissato, diverso per ciascuna prova, e poi, mantenendo costante il carico verticale, si è fatto crescere il carico orizzontale  $H$  fino al collasso (percorso di carico verticale - orizzontale).

In figura sono riportate le relazioni fra  $H$  ed  $u$  e quelle fra  $u$  e  $v$ , rilevate appunto nella seconda fase della prova.

Anche per una di tali prove è stato inserito un ciclo di scarico e ricarico.

Anche per queste prove si riscontra un comportamento non lineare e quasi rigido in fase di scarico-ricarico.

Appare inoltre evidente il verificarsi di spostamenti verticali conseguenti all'applicazione di un carico puramente orizzontale.

Il legame carichi-spostamenti è dunque accoppiato.

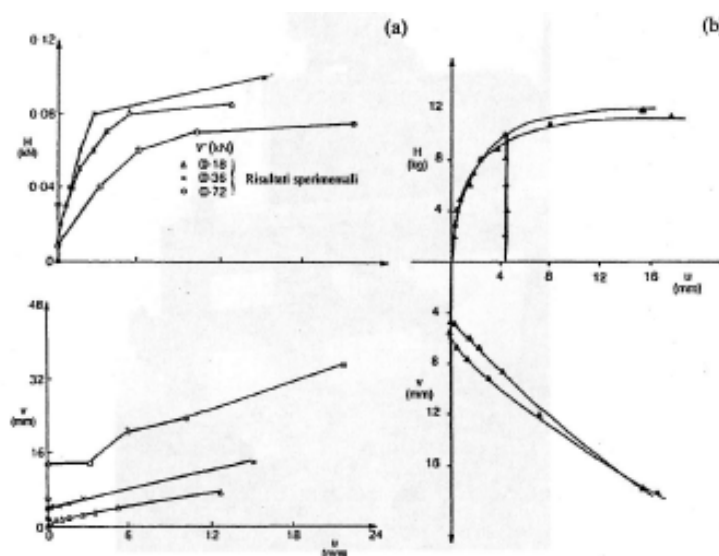


Fig.23 . a) curve  $H$ - $u$  e  $u$ - $v$  per le prove a percorso verticale e orizzontale;  
b) confronto tra le due prove a percorso di carico verticale-orizzontale condotte con e senza ciclo di scarico-ricarico

In figura 23b sono riportati i risultati di due prove, l'una con percorso di carico inclinato (nella quale sono stati fatti crescere in modo proporzionale  $H$  e  $V$ ), e l'altra con percorso di carico verticale - orizzontale (Fig. 23a).

Gli spostamenti orizzontali ottenuti nelle due prove (Fig. 23b), a parità di valore di  $H$  ma con diversi valori di  $V$ , sono sensibilmente diversi fra di loro a conferma dell'esistenza di un legame accoppiato. Si evidenzia inoltre una dipendenza dal percorso di carico del legame carico - spostamento.

A conclusioni dello stesso tipo conduce l'esame dei risultati di prove con carico eccentrico e con diversi valori dell'eccentricità (o in altre parole, del momento  $M$ ).

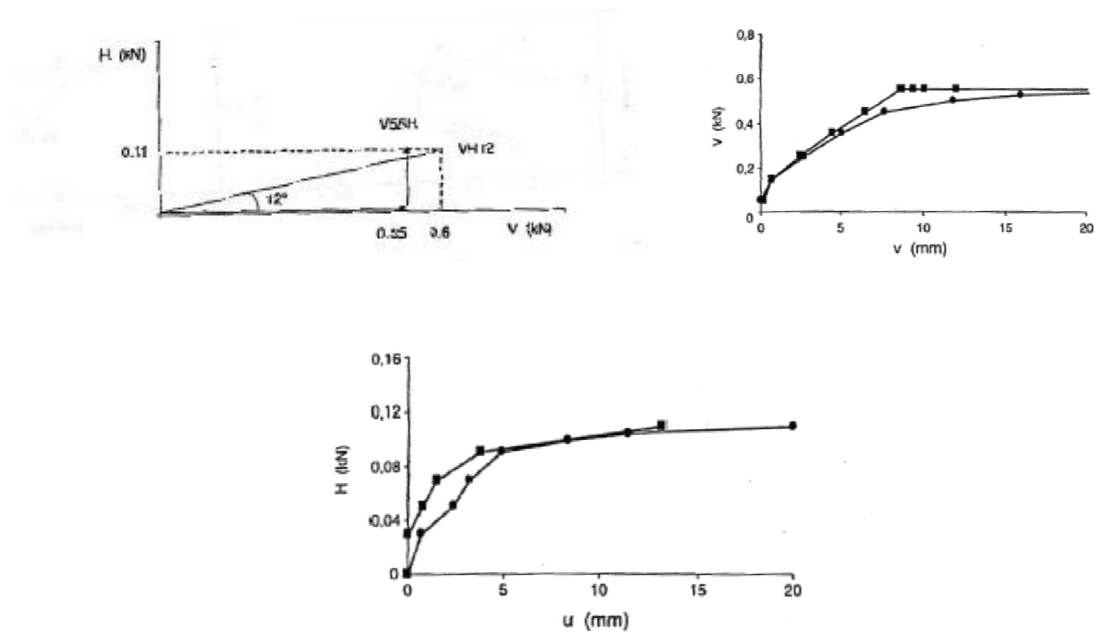


Fig. 24. a) percorsi di carico; b) confronto tra le curve carico cedimento per le due prove

La figura 25 mostra le relazioni fra  $M/B$  e  $\theta B$  e quelle fra  $\theta B$  e lo spostamento verticale  $v$ . A parità di momento si verificano rotazioni di diverso valore, a seconda dell'entità del carico verticale applicato.

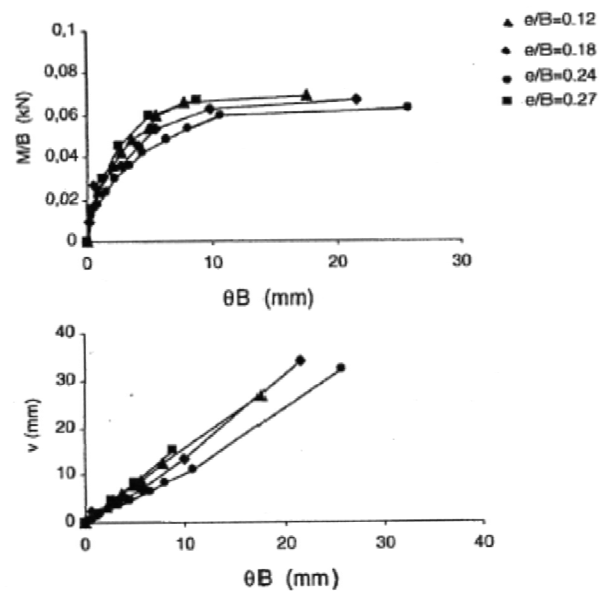


Fig. 25. Risultati di diverse prove a carico eccentrico



Si rileva inoltre che il legame fra  $v$  e  $\theta B$  è pressoché lineare.

In figura 26 sono riportati i risultati di alcune prove a percorso di carico verticale, fino ad un valore prefissato di  $V$ , e poi orizzontale eccentrico (con diverse eccentricità) fino al collasso. Dai risultati si deduce che l'applicazione contemporanea di carico orizzontale e di momento provoca significativi cedimenti verticali, la cui entità dipende dall'eccentricità del carico orizzontale.

Nella figura 27b sono riportati i risultati di una prova condotta secondo un percorso di carico molto articolato (Fig. 27a).

Il carico verticale è stato incrementato eccentricamente nel tratto OA; successivamente (tratto AB) è stato applicato un carico orizzontale eccentrico che produce una coppia di verso opposto rispetto alla precedente; è stato poi nuovamente incrementato il carico verticale eccentrico (tratto BC); ancora ripetuto un tratto di percorso a carico orizzontale eccentrico (CD) e, infine annullato il carico verticale eccentrico (tratto DE).

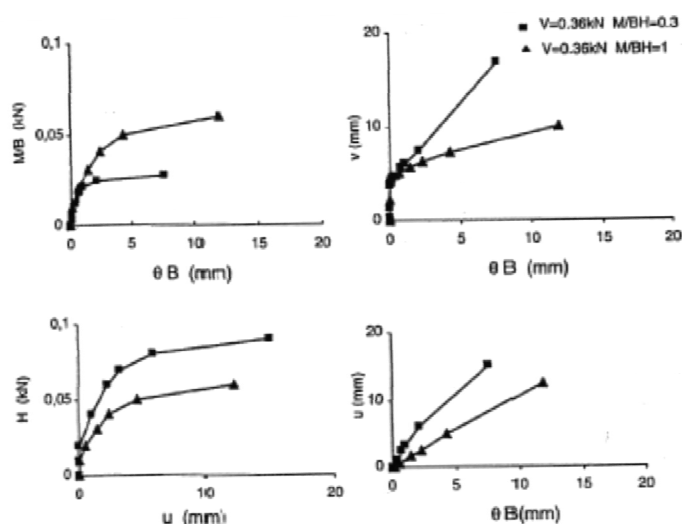


Fig.26. Risultati di prove a carico verticale-orizzontale eccentrico

Oltre a tutti gli aspetti già più volte menzionati è interessante notare come nel tratto DE (durante il quale il carico orizzontale viene mantenuto costante e quello verticale eccentrico viene de-crementato, con conseguente decremento del momento) si assista ad un incremento sia degli spostamenti verticali, sia di quelli orizzontali, che non era facilmente prevedibile a priori.

Questo risultato evidenzia che il semplice segno aritmetico delle componenti del vettore incremento di carico non è sufficiente a definire il segno delle corrispondenti componenti del vettore incremento di spostamento.

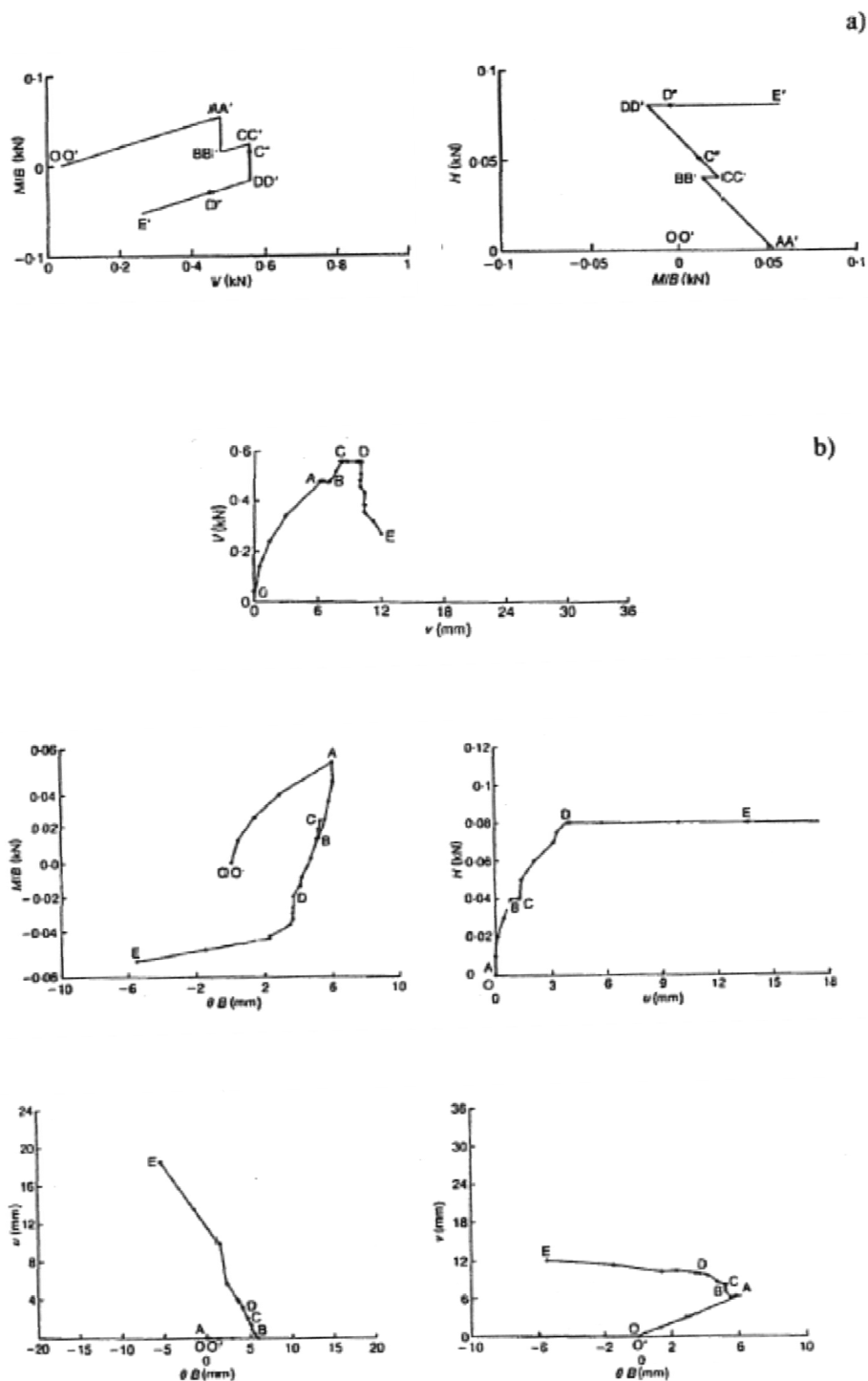


Fig.27. a) percorso di carico;b) risultati della prova

Infine nella figura 28 sono riportati i valori dei carichi  $H$ ,  $V$  e  $M/B$  che sono stati misurati a rottura, adimensionalizzati rispetto al carico di collasso verticale e centrato  $V_M$ .

I punti sperimentali sembrano mettere in luce l'esistenza di un luogo dei punti di collasso nello spazio adimensionale dei carichi.

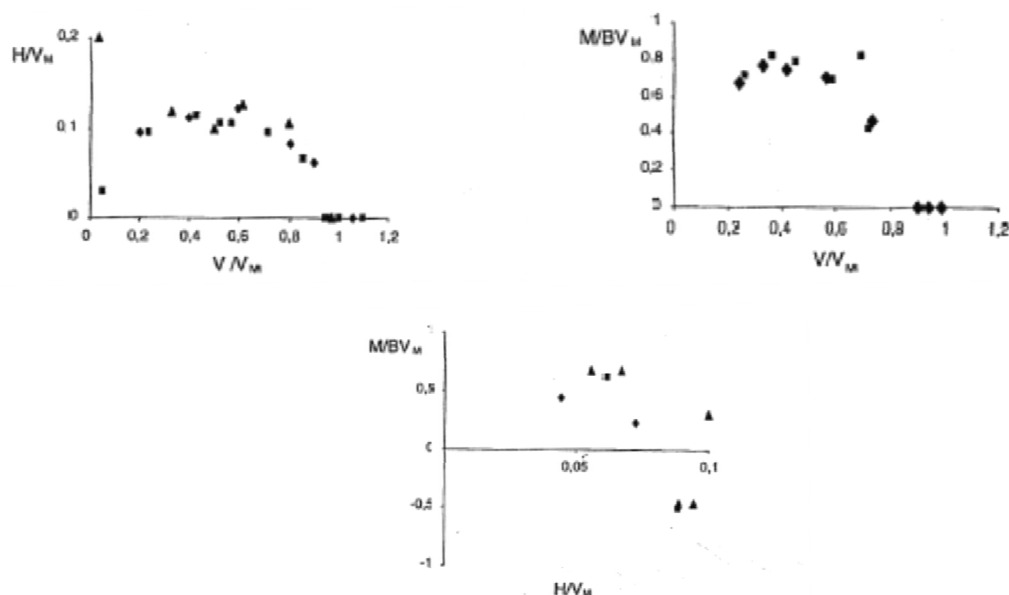


Fig.28 Diagrammi d'interazione a rottura nei piani  $H$ - $V$ ,  $M/B$ - $V$ ,  $M/B$ - $H$ , in piani adimensionalizzati rispetto al valore del carico di collasso

### 7.3. UN MODELLO PER L'ANALISI DEI CEDIMENTI

La possibilità di definire per le fondazioni rigide un legame in termini di quantità finite (quali carichi e spostamenti) in contrapposizione con la comune formulazione in termini di legame tensioni-deformazioni, viene introdotta da R. Butterfield intorno al 1980.

L'idea era quella di riferirsi unicamente alla condizione ultima, introducendo il concetto di dominio di interazione a rottura, formulato nello spazio dei carichi  $V$ ,  $H$ ,  $M/B$ , definendo così il comportamento delle fondazioni a prescindere dalle caratteristiche di resistenza dell'elemento di volume, cioè evitando la tradizionale formulazione in termini di legame tensioni-deformazioni.

Analogamente, si può giungere alla valutazione dei cedimenti delle fondazioni rigide, impiegando ciò che si è sviluppato per le condizioni limite (a rottura) a tutto l'arco della storia di carico della fondazione.

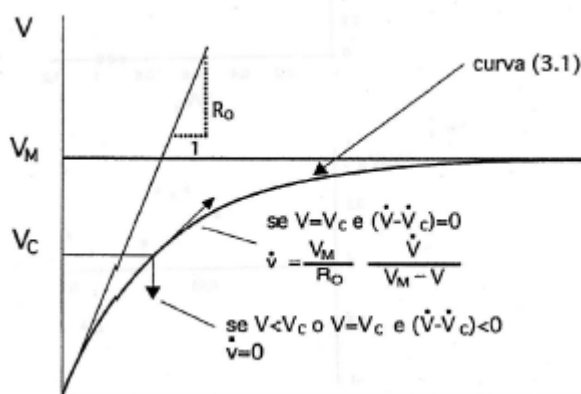
Nel caso generale in cui siano presenti le tre componenti di carico  $V$ ,  $H$ ,  $M/B$ , il legame carichi-spostamenti viene modellato come descritto in seguito.

#### 7.4. CASO MONO-DIMENSIONALE

Prima di affrontare i casi più generali di fondazioni soggette a carichi comunque applicati, ci si sofferma inizialmente sul caso monodimensionale, ossia sul caso di fondazione rigida soggetta a carico verticale centrato: il legame carico verticale-cedimento verticale può essere agevolmente descritto con una legge esponenziale (R. Butterfield) del tipo:

$$V = V_M \left( 1 - \exp \left\{ -\frac{R_0 v}{V_M} \right\} \right).$$

I due parametri,  $R_0$  e  $V_M$  sono facilmente interpretabili rispettivamente come la tangente iniziale alla curva carico-deformazione a l'asintoto orizzontale della stessa:  $V_M$  è dunque il carico limite in condizioni di carico verticale centrato. Nella Figura seguente ritroviamo i concetti appena illustrati.



La relazione sopra definita è stata fondamentale nello sviluppo delle analisi numeriche eseguite mediante il Metodo degli Elementi Finiti, permettendo la taratura dei parametri di elasticità della sabbia; precisiamo che la curva interpola molto bene i percorsi dei cedimenti relativi alle rotture di tipo asintotico: per fondazioni poggianti su sabbia addensata (densità relativa  $\geq 0.7$ ) la rottura è “generale”, di tipo fragile, mentre per densità relative basse (tipicamente  $\leq 0.35$ ) la rottura avviene per punzonamento, presentando un andamento incrudente.

Nei due casi la corrispondenza con la curva esponenziale si ha solamente per un tratto iniziale (solitamente piuttosto ampio): in particolare la transizione della fondazione da superficiale a profonda comporta un meccanismo di rottura di tipo incrudente, che può essere evitato, riconducendoci ad una rottura di tipo asintotico, mediante l'aspirazione della sabbia rifluita ai lati della fondazione stessa.

## 7.5. DEFINIZIONE DEL MODELLO

La descrizione del legame carichi-spostamenti in campo elasto-plastico può essere sviluppata utilizzando concetti derivati dalla teoria della plasticità, in seguito elencati e descritti.

I concetti utilizzati sono stati riformulati in termini di grandezze finite, "sostituendo" le deformazioni e le tensioni, rispettivamente con spostamenti e carichi.

### 7.5.1. Superficie di rottura

Si definisce superficie (o involuppo) di rottura il luogo delle terne di valori  $V$ ,  $H$  e  $M/B$  a rottura.

La superficie di rottura si esprime, nel caso più generale, come:

$$f(V, H, M/B, V_M) = 0$$

$$\left(\frac{H}{\mu V_M}\right)^2 + \left(\frac{M}{\psi B V_M}\right)^2 - \left(\frac{V}{V_M}\right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_M}\right)^{2\beta} = 0$$

Dove:

- $\mu$  è la tangente iniziale alla traccia della superficie di rottura nel piano  $M = 0$ ;
- $\psi$  è la tangente iniziale alla traccia della superficie di rottura nel piano  $H = 0$ ;
- $\beta$  definisce la posizione del punto di massimo della superficie di rottura;
- $V_M$  rappresenta il valore asintotico (a rottura) del carico verticale centrato della fondazione.

L'espressione generale si semplifica nei casi di:

$$\begin{cases} M = 0 \\ \left(\frac{H}{\mu V_M}\right)^2 - \left(\frac{V}{V_M}\right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_M}\right)^{2\beta} = 0 \end{cases}$$

Carico verticale eccentrico:

$$\begin{cases} H = 0 \\ \left( \frac{M}{\psi B V_M} \right)^2 - \left( \frac{V}{V_M} \right)^2 \left( 1 - \frac{V}{V_M} \right)^{2\beta} = 0 \end{cases}$$

### 7.5.2. Superficie di snervamento

La superficie di snervamento (o funzione di carico) rappresenta il confine tra il dominio degli spostamenti elastici e quello degli spostamenti elasto-plastici, in funzione del parametro di incrudimento  $V_C$ .

Inoltre, si assume come ipotesi (legge di incrudimento) che la superficie di snervamento si espanda isotropicamente degenerando nella superficie di rottura quando il parametro  $V_C$  coincide con  $V_M$ .

La superficie di snervamento si esprime, nel caso più generale, mediante la stessa espressione della superficie di rottura:

$$f(V, H, M/B, V_C) = 0$$

$$\left( \frac{H}{\mu V_C} \right)^2 + \left( \frac{M}{\psi B V_C} \right)^2 - \left( \frac{V}{V_C} \right)^2 \left( 1 - \frac{V}{V_C} \right)^{2\beta} = 0$$

dove il parametro  $V_M$  è sostituito da  $V_C$ .

### 7.5.3. Superficie potenziale elastico

La superficie potenziale elastico, definita nello spazio dei carichi, individua in ogni punto la direzione e il verso del vettore incremento di spostamento plastico.

La superficie potenziale elastico si esprime, nel caso più generale, mediante un'espressione analoga a quella della superficie di snervamento:

$$g(V, H, M/B) = 0$$

$$\left(\frac{H}{\lambda\mu V_G}\right)^2 + \left(\frac{M}{\chi\psi BV_G}\right)^2 - \left(\frac{V}{V_G}\right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_G}\right)^{2\beta} = 0$$

Dove:

- $\lambda\mu$  è la tangente iniziale alla traccia della superficie potenziale plastico nel piano  $M = 0$ ;
- $\chi\psi$  è la tangente iniziale alla traccia della superficie potenziale plastico nel piano  $H = 0$ ;
- $\beta$  definisce la posizione del punto di massimo della superficie potenziale plastico;
- $V_G$  rappresenta l'intercetta della superficie potenziale plastico con l'asse  $V$ .

In questo caso  $V_G$  è funzione delle componenti di carico e non assume il ruolo di parametro. Essendo i parametri  $\lambda\mu$  e  $\chi\psi$  diversi dall'unità, la superficie di snervamento e la superficie potenziale plastico non coincidono; questo porta a considerare una legge di flusso di tipo non associato.

Il vettore incremento di spostamento plastico ha direzione e verso coincidenti con quelli del gradiente della funzione potenziale plastico, risultando indipendenti dal percorso e dall'incremento dei carichi.

#### 7.5.4. Legge d'incrudimento

La legge di incrudimento, ossia la variazione delle superficie di snervamento in funzione del parametro di snervamento  $V_C$ , si ipotizza di tipo isotropo.

Ogni incremento di carico  $dQ$  in campo plastico provoca un'espansione della superficie di snervamento, completamente definita dal parametro  $V_C$ , secondo l'espressione:

$$V_C = V_M \left( 1 - \exp \left\{ -\frac{R_0}{V_M} \cdot \sqrt{v^2 + (\alpha|u|)^2 + (\gamma|\theta B|)^2} \right\} \right)$$

### 7.5.5. Legge di flusso non associata

Definito per comodità il vettore dei carichi  $\{Q\} = \{V, H, M/B\}$  si esprime più sinteticamente la superficie di snervamento come

$$f(\{Q\}, V_C) = 0$$

e la superficie potenziale plastico come

$$g(\{Q\}) = 0$$

La legge di flusso non associata definisce l'espressione del vettore incremento di spostamento  $dq$  distinguendo il contributo elastico  $dq_e$  e il contributo elasto-plastico  $dq_{ep}$  nei due casi:

$$\left. \begin{array}{l} f(\{Q\}, V_C) < 0 \\ (f(\{Q\}, V_C) = 0) \wedge (df(\{Q\}, V_C) < 0) \end{array} \right\} \rightarrow dq \equiv dq_e$$

$$\left. \begin{array}{l} f(\{Q\}, V_C) = 0 \\ (f(\{Q\}, V_C) = 0) \wedge (df(\{Q\}, V_C) = 0) \end{array} \right\} \rightarrow dq \equiv dq_{ep} = dq_e + \Lambda \frac{\partial g(\{Q\})}{\partial \{Q\}}$$

Assumendo per semplicità un comportamento perfettamente rigido in fase di scarico-ricarico, nell'espressione del vettore  $dq$  manca il contributo elastico

$$\left. \begin{array}{l} f(\{Q\}, V_C) < 0 \\ (f(\{Q\}, V_C) = 0) \wedge (df(\{Q\}, V_C) < 0) \end{array} \right\} \rightarrow dq = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} f(\{Q\}, V_C) = 0 \\ (f(\{Q\}, V_C) = 0) \wedge (df(\{Q\}, V_C) = 0) \end{array} \right\} \rightarrow dq = \Lambda \frac{\partial g(\{Q\})}{\partial \{Q\}}$$



Sviluppando le espressioni del vettore  $dq_{ep}$ , e mediante successive integrazioni numeriche, possiamo ottenere i legami carico-spostamento  $V-v$ ,  $H-u$ ,  $M/B-\theta B$ ,  $v-u$ ,  $v-\theta B$ ,  $u-\theta B$  per qualsiasi percorso di carico.

## 7.6. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DEL MODELLO

### 7.6.1. Parametro $\mu$

Considerando la traccia della superficie di rottura

$$f(V, H, M/B, V_M) = 0$$

sul piano  $M = 0$ , il parametro  $\mu$  ne rappresenta la tangente iniziale, con il significato di angolo di attrito terreno-fondazione

$$\mu = \left( \frac{dH}{dV} \right)_{V=0}$$

### 7.6.2 Parametro $\psi$

Considerando la traccia della superficie di rottura

$$f(V, H, M/B, V_M) = 0$$

sul piano  $H = 0$ , il parametro  $\psi$  ne rappresenta la tangente iniziale, quantificando il momento massimo applicabile alla fondazione a parità di carico verticale

$$\psi = \left( \frac{d(M/B)}{dV} \right)_{V=0}$$

Per fondazioni superficiali il valore del parametro  $\psi$  non può essere superiore a 0.5, corrispondenti ad un'eccentricità pari a  $B/2$ , ai fini di garantire l'equilibrio della fondazione stessa.

### 7.6.3 Parametro $\beta$

Considerando la traccia della superficie di rottura

$$f(V, H, M/B, V_M) = 0$$

sul piano  $M = 0$  oppure sul piano  $H = 0$ , il parametro  $\beta$  definisce l'ascissa del punto di massimo delle curve.

### 7.6.4 Parametri $R_0$ e $V_M$

Considerando i risultati di una prova a carico verticale centrato, il cui percorso di carico è definito dalla relazione

$$V = V_M \left( 1 - \exp \left\{ -\frac{R_0 v}{V_M} \right\} \right)$$

i parametri  $R_0$  e  $V_M$  rappresentano la tangente alla curva calcolata in corrispondenza di  $v = 0$  e l'asintoto orizzontale della stessa.

### 7.6.5 Parametri $\alpha$ e $\gamma$

I parametri  $\alpha$  e  $\gamma$  definiscono l'espansione della superficie di snervamento modificando il parametro di incrudimento  $V_c$  secondo la relazione

$$V_C = V_M \left( 1 - \exp \left\{ -\frac{R_0}{V_M} \cdot \sqrt{v^2 + (\alpha |u|)^2 + (\gamma |\theta B|)^2} \right\} \right)$$

Valori di  $\alpha$  e  $\gamma$  diversi tra loro e diversi dall'unità consentono di attribuire pesi diversi all'influenza sul parametro di incrudimento delle componenti del vettore di spostamento

$$\{q\} = \{v, u, \theta B\}.$$

### 7.6.6 Parametri $l$ e $c$

I parametri  $l$  e  $c$ , moltiplicati rispettivamente per  $i$  e  $V$ , rappresentano la tangente alla traccia della superficie potenziale plastico sui piani  $M = 0$  e  $H = 0$ .

## 7.7. APPLICAZIONE DEL METODO AL CASO DEL CAMPANILE DELLA BASILICA DI SAN PIERO A GRADO

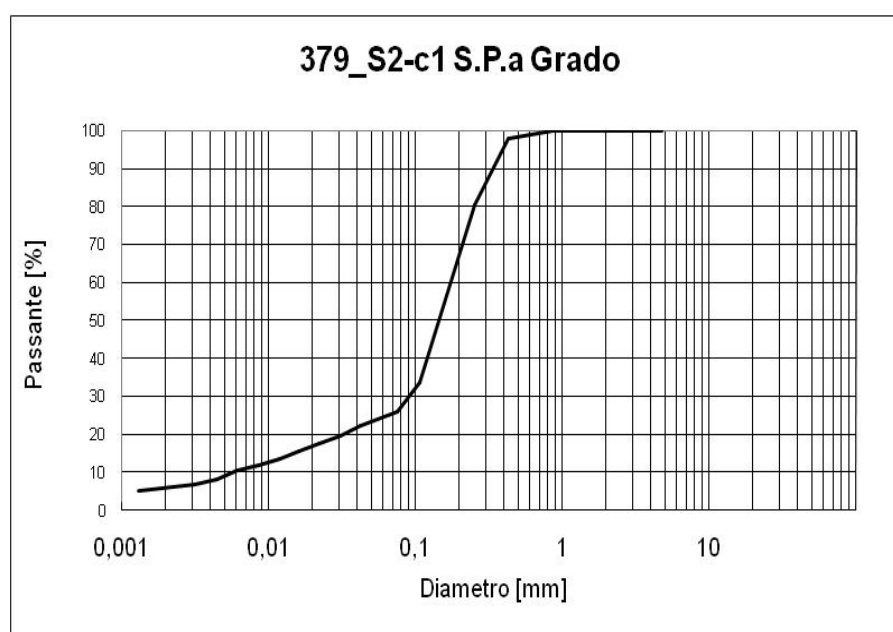
### 7.7.1 Confronto fra le granulometrie sperimentali del modello, e quelle di San Piero a Grado

Per prima cosa è necessario esaminare un analogia fra i materiali che compongono il sottosuolo del campanile di San Piero a Grado, con quelli della sperimentazione e stesura del modello di valutazione dei cedimenti descritto nei paragrafi precedenti a questo nel capitolo attuale.

Per fare ciò è stato considerato come termine di paragone la curva granulometrica delle due sabbie.

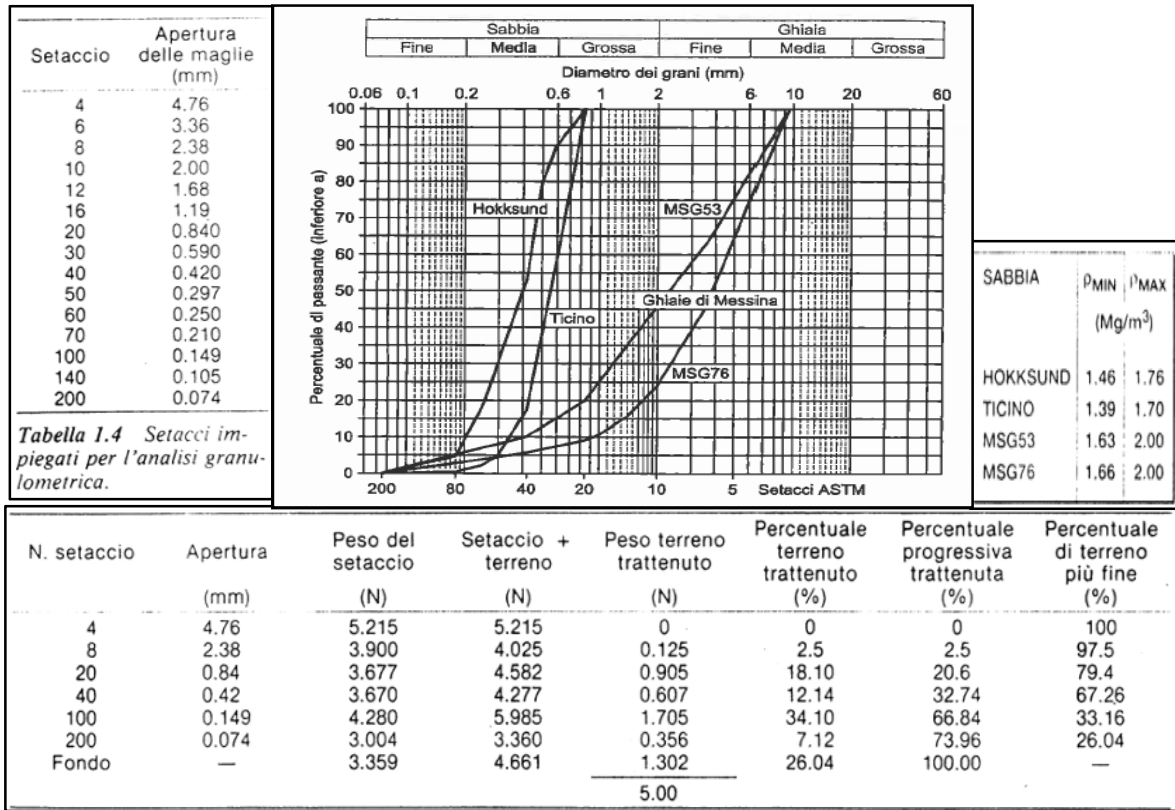
Questo accostamento è stato riportato qui di seguito per via grafica:

San Piero a Grado (prof. 5,5 m):



- Fig.29 Laboratorio di geotecnica Ing. Pisa -

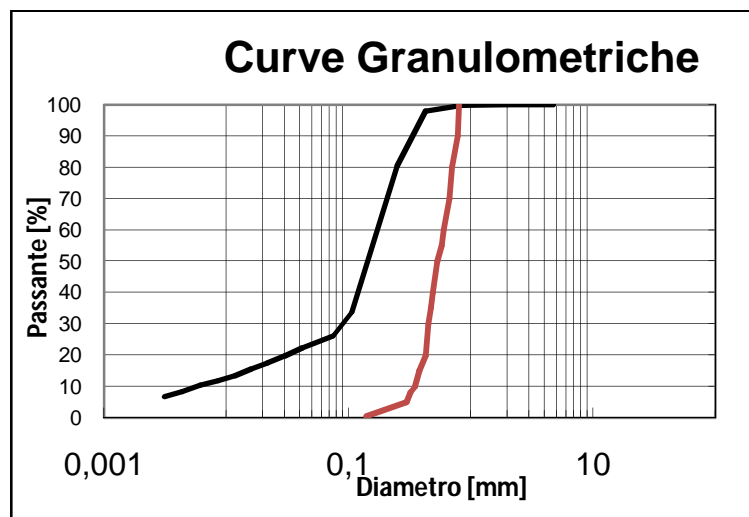
Sabbia Ticino:



-Fig.30 Lancellotta, Calavera, McGraw -

Che a confronto:

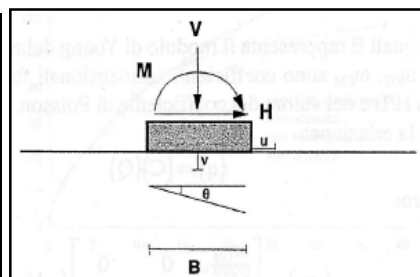
San Piero a Grado		Ticino	
Diam. (mm)	% passante	Diam. (mm)	% passante
4,7500	100,0000	0,8	100
2,0000	99,9583	0,78	90
0,8400	99,8167	0,7	80
0,4250	98,0250	0,67	70
0,2500	80,5000	0,6	60
0,1060	33,7917	0,58	55
0,0750	26,0833	0,53	50
0,0417	22,3224	0,49	40
0,0303	19,7265	0,47	35
0,0220	17,6497	0,45	30
0,0159	15,5730	0,43	20
0,0119	13,4962	0,38	15
0,0085	11,9387	0,35	10
0,0061	10,3812	0,32	8
0,0044	8,3046	0,3	5
0,0031	6,7472	0,14	0,5



#### 7.7.2 Applicazione numerica

Ridefinendo in maniera riassuntiva i 9 parametri del modello descritto:

9 PARAMETRI	
VM	carico limite verticale
R <sub>0</sub>	Tg iniziale curva car-ced
m	$\lim(H/V) \quad V \rightarrow 0$
Y	$\lim(M/BV) \quad V \rightarrow 0$
b	coef. variazione (M/B-V/VM)
a	coef. variazione (H-u)
g	coef. variazione (M/B-qB)
l	coef proiezione sup. potenziale in M=0 e H=0
c	



E sempre in maniera riassuntiva ricordando le analisi fatte per la valutazione del  $q_{lim}$ , attraverso la formulazione di Brich-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Abbiamo ottenuto:

$\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$  in quanto peso del terreno immerso, essendo la falda a 2 m;

$B' = B - 2M_f/N_f = 5.76 \text{ m}$  in quanto il carico è eccentrico;

$N_\gamma = 47.38$  in quanto  $\phi' = 37^\circ$  (vedi nota<sup>7</sup>);

$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin 37^\circ}{1 - \sin 37^\circ} \frac{5.76}{8.68} = 1.267$  coefficiente correttivo per la forma;

$i_\gamma = \left(1 - \frac{T_f}{N_f}\right)^m$ , con  $m = \frac{2 + B'/L}{1 + B'/L} = 1.601$ , coefficiente di inclinazione pari a 0.913;

$q'$  è la tensione efficace sul piano di fondazione, pari a 45.2 kPa;

$N_q = 42.92$  in quanto  $\phi' = 37^\circ$ ;

$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D}{B} = 1.116$  coefficiente correttivo per la profondità D;

$i_q = \left(1 - \frac{T_f}{N_f}\right)^{m+1}$  con  $m = \frac{2 + B'/L}{1 + B'/L}$  coefficiente di inclinazione pari a 0.863.

Ponendo:

qlim=VM	3787,9	Kpa	3,7879	Mpa
A	74387600	mm^2	3,7879E-06	MN/mm^2
VM*A	281,77279	MN		

Nel nostro caso i parametri avranno i seguenti valori:

Parametro	Valore		
d (prof.)	3		
R0=Kw	2,61752		
m	2,64	m0+kd	m0=0,48;k=0,72
Y	1,25	Y0+hd	Y0=0,35;h=0,3
b	-	Considerando carico verticale centrato	
a	-		
g	-		
l	-		
c	-		

Una volta noto il valore di  $R_0$ , è possibile calcolare direttamente il cedimento  $v$  di una fondazione soggetta a carico verticale  $V$  utilizzando la seguente formulazione:

$$v = \frac{V_M}{R_0} \ln \frac{V_M}{V_M - V}$$

e i definitiva:

$$v = \frac{B}{1 + 30D_R} \ln \frac{V_M}{V_M - V}$$

L'ultima permette di calcolare il cedimento  $v$  sotto l'azione di un carico verticale e centrato  $V$  conoscendo la larghezza della fondazione, il grado d addensamento della sabbia ed il carico limite della fondazione.

Così facendo si ottiene:

			V peso valutato campanile	
			27,6	MN
V/A	3,7103E-07	MN/mm <sup>2</sup>	Cedimento <b>V</b>	
107,6488	Vm/R0		<b>v</b>	<b>11,097 mm</b>
0,103087	ln(Vm/(Vm-V))		Vc	3,7879E-06 MN

## 8. ANALISI DELLA STABILITA' DELL'EQUILIBRIO

### 8.1 *CONSIDERAZIONI GENERALI*

Nel presente capitolo i concetti generali della stabilità dell'equilibrio elastico sono brevemente richiamati ed estesi allo studio dell'interazione struttura-terreno di una torre.

In particolare sono posti in evidenza i fattori che condizionano il problema e sono presentati due modelli reologici, rispettivamente ad 1 e 2 gradi di libertà, per l'analisi in termini di risposta globale.

Sono quindi indicate relazioni in grado di descrivere l'evoluzione temporale della rotazione, tenendo conto della risposta elasto-plastica del vincolo e dell'influenza della viscosità.

La configurazione assunta da un corpo soggetto a forze esterne è permanente se tutte le forze sono in equilibrio e l'equilibrio è stabile.

Se esso è instabile la configurazione è estremamente precaria, poiché alla minima perturbazione il sistema se ne allontana immediatamente.

Se l'equilibrio è indifferente il sistema può rimanere nella sua configurazione o, indifferentemente, passare ad altre configurazioni vicinissime alla prima e fermarsi in una qualsiasi di queste.

Il metodo classico per indagare la natura dell'equilibrio consiste nell'allontanare il sistema dalla configurazione equilibrata e nel verificare se esso, lasciato libero sotto l'azione delle forze che in quest'ultima posizione agiscono, tende spontaneamente a tornare nella configurazione di partenza o se ne allontana maggiormente.

In altre parole, la definizione della configurazione di un sistema richiede l'assegnazione di tante coordinate indipendenti quanti sono i gradi cinematici di libertà del sistema stesso e la totalità delle configurazioni si ottiene variando tali coordinate.

Si consideri ad esempio un sistema rigido ad un grado di libertà soggetto ad un carico  $P$ ; ad ogni valore di  $P$  corrispondono una o più configurazioni di equilibrio, una delle quali è spesso immediatamente identificabile e che è definita *banale*.

Può accadere che per certi valori di  $P$  accanto alla configurazione banale ne appaiano altre infinitamente vicine. Per ogni valore di  $P$  la corrispondente configurazione banale rappresenta un punto nello spazio delle configurazioni e l'insieme di questi punti descrive un *percorso* nello spazio stesso.



In corrispondenza di particolari valori di  $P$  da questo percorso se ne diramano altri, corrispondenti a configurazioni di equilibrio non banali.

I valori del carico per cui si verificano queste *biforcazioni* nel percorso che rappresenta le configurazioni di equilibrio della struttura, detti *carichi critici*, sono quelli sotto cui la struttura è soggetta ad *instabilità latente*.

Il problema di stabilità è ricondotto alla ricerca dei punti di biforcazione (*criterio statico*): l'equilibrio tra forze esterne ed interne nella configurazione deformata fornisce i valori del carico critico.

Se il sistema è conservativo è possibile definire l'energia potenziale totale e ricavare il carico critico di *instabilità dell'equilibrio* applicando il *criterio energetico*: una configurazione è di equilibrio stabile se e solo se l'energia potenziale totale ha un minimo, anche locale, in questa configurazione.

Ciò consente di individuare le configurazioni di equilibrio del sistema annullando la variazione prima dell'energia potenziale totale e di verificarne la stabilità studiando il segno della variazione seconda.

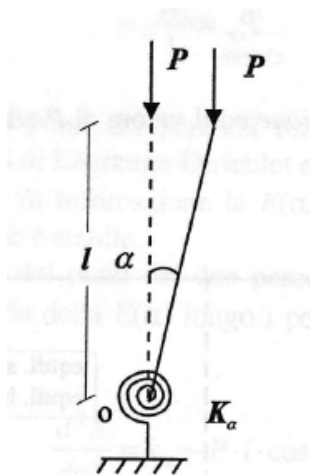
Nel caso di sistemi conservativi i criteri statico ed energetico possono essere usati indifferentemente, poiché instabilità latente ed instabilità dell'equilibrio si verificano per lo stesso valore critico del carico.

Ciò non è più vero per i sistemi non conservativi.

In tal caso il carico critico può essere ricavato solo imponendo l'equilibrio tra forze esterne ed interne nella configurazione deformata, cioè applicando il criterio statico.

## 8.2 CARICO CRITICO DI UN'ASTA RIGIDA CON VINCOLO LINEARE

Si consideri un'asta rigida, rettilinea, di massa trascurabile e lunghezza  $l$ , vincolata alla base con una molla elastica lineare di rigidezza  $k_\alpha$ , libera in sommità e ivi soggetta ad un carico verticale centrato  $P$ .



-Fig.31 Asta rigida soggetta a carico verticale –

La configurazione del sistema è completamente individuata dall'angolo  $\alpha$  misurato a partire dalla configurazione di riferimento verticale.

Nella generica configurazione l'energia potenziale totale del sistema risulta:

$$E(\alpha) = \frac{1}{2} \cdot k_\alpha \cdot \alpha^2 - P \cdot l \cdot (1 - \cos \alpha)$$

avendo assunto che per  $\alpha = 0$  la molla sia scarica.

Le configurazioni di equilibrio si ottengono annullando la variazione prima della  $E(\alpha)$ .

Dalla precedente si ha:

$$\delta E(\alpha) = (k_\alpha \cdot \alpha - P \cdot l \cdot \sin \alpha) \cdot \delta \alpha = 0 \quad \forall \delta \alpha$$

Da cui:

$$P = \frac{k_\alpha}{l} \cdot \frac{\alpha}{\sin \alpha}$$

Dalla seconda emerge che per  $\alpha = 0$  l'equazione risulta soddisfatta per qualunque valore di  $P$  e, quindi, nel piano ( $P$ - $\alpha$ ) tutti i punti dell'asse  $\alpha = 0$  rappresentano stati di equilibrio.

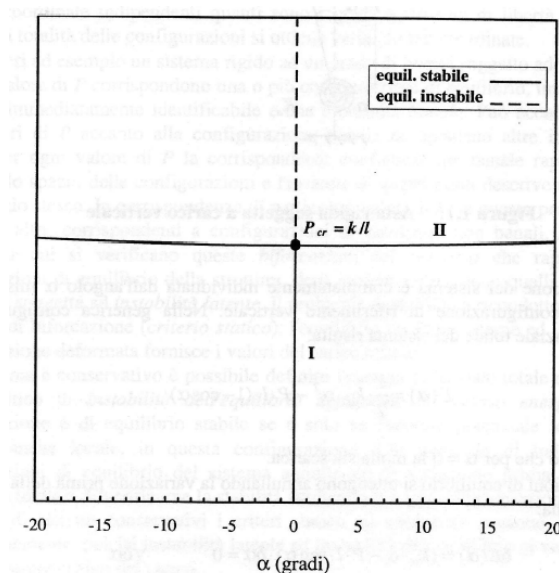
Tale asse (curva I in figura seguente) è detto *percorso fondamentale di equilibrio*.

Un secondo percorso di equilibrio (curva II nella stessa figura) si ottiene diagrammando la funzione di  $P$ .

La curva II è detta *percorso diramato di equilibrio* ed interseca l'asse  $\alpha = 0$  nel punto:

$$P_{cr} = \frac{k_{\alpha}}{l}$$

Tale punto è detto *punto di biforcazione* ed il valore di  $P$  ad esso associato, fornito dalla formula sopra è detto *carico critico*.



-Fig.31 Percorsi di equilibrio della struttura perfetta con vincolo lineare –

Il problema può essere studiato in via alternativa utilizzando il criterio statico.

Spostando il sistema dalla configurazione verticale il carico  $P$  genera, rispetto all'asse di rotazione per O, il momento esterno, instabilizzante,  $M_e = P \cdot l \cdot \sin \alpha$  ed il vincolo reagisce con il momento interno, stabilizzante,  $M_i = k_{\alpha} \cdot \alpha$ .

L'equilibrio della configurazione deformata sussiste se

$M_e = M_i$ , cioè se:

$$P = \frac{k_{\alpha}}{l} \cdot \frac{\alpha}{\sin \alpha}$$

La natura dell'equilibrio dei punti dei percorsi fondamentale e diramato può essere indagata applicando i teoremi di Lagrange-Dirichlet e di Liapunov.

In corrispondenza del punto di biforcazione la  $E(\alpha)$  è definita positiva e, quindi, per Lagrange-Dirichlet l'equilibrio è stabile.

Per quanto riguarda l'analisi dei punti dei due percorsi di equilibrio si può procedere calcolando la derivata seconda della  $E(\alpha)$  lungo i percorsi e verificandone il segno.

Si ha:

$$\frac{d^2 E}{d\alpha^2} = k_\alpha - P \cdot l \cdot \cos \alpha$$

Lungo il percorso di equilibrio  $\alpha = 0$  risulta:

$$\frac{d^2 E}{d\alpha^2} = k_\alpha - P \cdot l$$

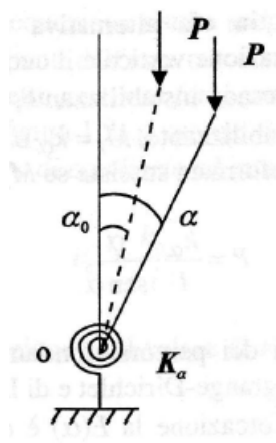
e quindi la derivata seconda della  $E(\alpha)$  è positiva per  $P < k_\alpha / l$  e negativa per  $P > k_\alpha / l$ .

Corrispondentemente la  $E(\alpha)$  è definita positiva per  $P < k_\alpha / l$  e l'equilibrio è stabile ed è definita negativa per  $P > k_\alpha / l$  e l'equilibrio è instabile.

Lungo il percorso diramato è  $P > k_\alpha / l$ , per cui la derivata seconda della  $E(\alpha)$  è positiva e l'equilibrio è stabile.

### 8.3 INFLUENZA DI IMPERFEZIONI GEOMETRICHE

Per esaminare come si modificano i risultati ottenuti qualora ci siano delle imperfezioni, si consideri il caso in cui sia presente un'inclinazione iniziale  $\alpha_0$  (figura sotto).



-Fig.32 Asta rigida imperfetta soggetta a carico verticale -

Nella generica configurazione individuata dall'angolo  $\alpha$  misurato a partire dalla verticale l'energia potenziale totale del sistema risulta:

$$E(\alpha, \alpha_0) = \frac{1}{2} \cdot k_{\alpha} \cdot (\alpha - \alpha_0)^2 - P \cdot l \cdot (1 - \cos \alpha) + P \cdot l \cdot (1 - \cos \alpha_0)$$

Le configurazioni di equilibrio sono fornite da:

$$\delta E(\alpha, \alpha_0) = [k_{\alpha} \cdot (\alpha - \alpha_0) - P \cdot l \cdot \sin \alpha] \cdot \delta \alpha = 0 \quad \forall \delta \alpha$$

Da cui si ottiene:

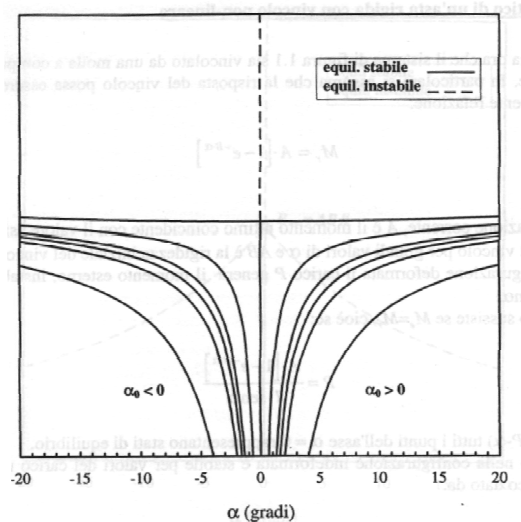
$$P = \frac{k_{\alpha}}{l} \cdot \frac{\alpha}{\sin \alpha} - \frac{k_{\alpha}}{l} \cdot \frac{\alpha_0}{\sin \alpha}$$

Si noti che il primo termine a secondo membro della sopra scritta coincide col secondo membro della equazione generica di  $P$  senza imperfezioni, mentre il secondo termine rappresenta la correzione dovuta alla presenza dell'imperfezione  $\alpha_0$

L'equazione è stata poi diagrammata in figura, in essa sono riportate le due famiglie, corrispondenti a  $\alpha_0 < 0$  e  $\alpha_0 > 0$ , di *percorsi di equilibrio naturale*.

Nella figura sono stati rappresentati anche i percorsi di equilibrio della struttura perfetta a cui tendono le curve di equilibrio della struttura imperfetta.

I punti della struttura imperfetta sono punti di equilibrio stabile.



-Fig.33 Percorsi d'equilibrio della struttura perfetta e imperfetta con vincolo lineare –

#### 8.4 CARICO CRITICO DI UN'ASTA RIGIDA CON VINCOLO NON LINEARE

Si supponga ora che il sistema visto nello schema iniziale sia vincolato da una molla a comportamento non lineare.

In particolare si assuma che la risposta del vincolo possa essere espressa con la seguente relazione:

$$M_r = A \cdot [1 - e^{-B\alpha}]$$

dove:

$\alpha$  è l'inclinazione corrente,  $A$  è il momento ultimo coincidente con il valore asintotico di risposta del vincolo per grandi valori di  $\alpha$  e  $AB$  è la rigidezza iniziale del vincolo.

Nella configurazione deformata il carico  $P$  genera il momento esterno, instabilizzante,  $M_e = P \cdot l \cdot \sin \alpha$ .

L'equilibrio sussiste se  $M_e = M_r$ , cioè se:

$$P = \frac{A \cdot [1 - e^{-B\alpha}]}{l \cdot \sin \alpha}$$

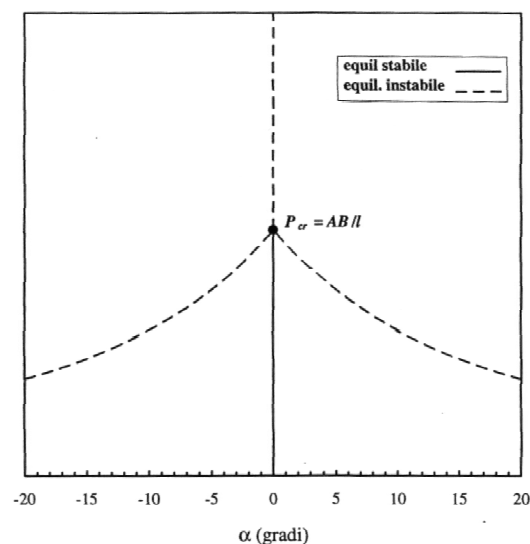
Nel piano  $(P-\alpha)$  tutti i punti dell'asse  $\alpha = 0$  rappresentano stati di equilibrio.

L'equilibrio nella configurazione indeformata è stabile per valori del carico minori del valore critico dato da:

$$P_{cr} = \frac{A \cdot B}{l}$$

Se il sistema è allontanato dalla configurazione banale si ha il *collasso istantaneo*. L'equilibrio, instabile, è possibile nella configurazione deformata solo per valori di  $P < P_{cr}$  e dati dalla  $P$  sopra.

La figura riporta la relazione  $P-\alpha$  sopra descritta.



-Fig.34 Percorsi d'equilibrio della struttura perfetta con vincolo non lineare -

## 8.5 INFLUENZA DI IMPERFEZIONI GEOMETRICHE

Qualora sia presente un'imperfezione, schematicamente rappresentata da un'inclinazione iniziale  $\alpha_0$ , la risposta del vincolo risulta espressa dalla seguente relazione:

$$M_r = A \cdot [1 - e^{-B \cdot (\alpha - \alpha_0)}]$$

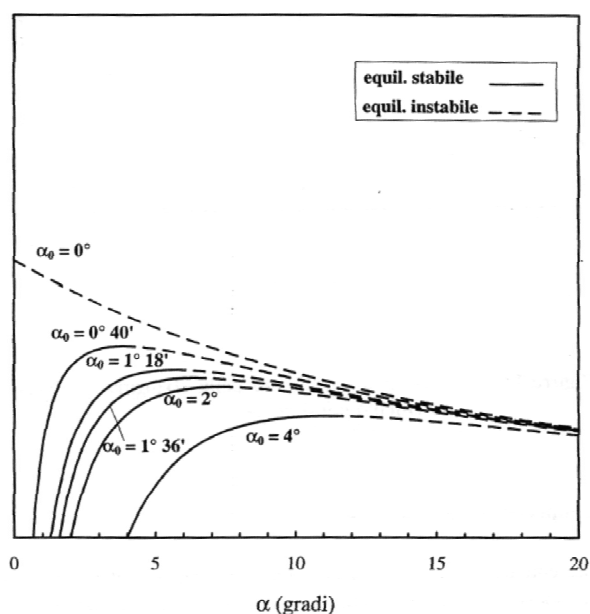
L'equilibrio nella deformata sussiste se  $M_e = P \cdot l \cdot \sin \alpha$  uguaglia  $M_r$ , cioè se:

$$P = \frac{A \cdot [1 - e^{-B \cdot (\alpha - \alpha_0)}]}{l \cdot \sin \alpha}$$

L'equazione ora scritta, è stata diagrammata in figura seguente per diversi valori di  $\alpha_0$ .

L'equilibrio è possibile nella configurazione deformata, ma si hanno scostamenti dalla configurazione banale, a parità di carico, tanto maggiori quanto maggiore è il valore di  $\alpha_0$ .

A causa inoltre dell'effetto combinato della non linearità del vincolo e della presenza dell'imperfezione  $\alpha_0$ , il carico di collasso, rappresentato dal punto di massimo delle varie curve risulta minore del carico critico che compete alla struttura perfetta e decresce al crescere di  $\alpha_0$ .



-Fig.35 Percorsi d'equilibrio della struttura perfetta e imperfetta con vincolo non lineare -



## 8.6 INSTABILITA' ASINTOTICA IN PRESENZA DI FENOMENI VISCOSI

Nello studio dell'equilibrio di una torre la cui inclinazione aumenta lentamente nel tempo è necessario non solo descrivere la risposta plastica del terreno di fondazione, introducendo relazioni momento-rotazione non-lineari, ma anche tenere conto dell'influenza che su tale risposta esercitano le deformazioni differite dovute alla viscosità.

A causa di queste ultime il carico critico si riduce progressivamente al crescere dell'inclinazione e l'equilibrio, inizialmente stabile, può, con il trascorrere del tempo, diventare precario.

Il fenomeno può essere convenientemente descritto utilizzando la relazione di P scritta a fine del precedente paragrafo, poiché le deformazioni differite hanno lo stesso effetto sulla stabilità della torre di un'imperfezione iniziale.

La descrizione in forma chiusa della dipendenza dello stato di deformazione dal tempo richiede l'espressione della mutua influenza tra deformazione viscosa ed elasto-plastica che provoca l'avvicinamento alla condizione critica in cui l'equilibrio diventa impossibile. L'equilibrio nella situazione deformata può essere espresso come:

$$M_e = P \cdot l \cdot \sin \alpha(t) = M_r = A \cdot (1 - e^{-B \cdot \alpha_{ep}})$$

con  $\alpha(t)$  rotazione complessiva della torre al tempo  $t$  e pari a:

$$\alpha(t) = \alpha_0 + \alpha_{ep} + \alpha_v$$

dove:

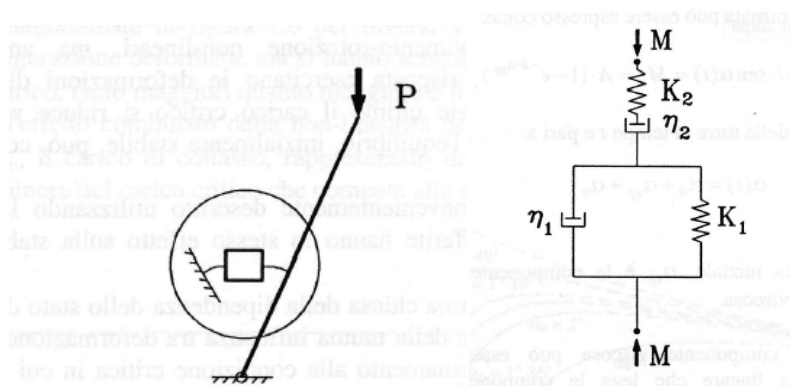
$\alpha_0$  è l'imperfezione geometrica iniziale,  $\alpha_{ep}$  è la componente elasto-plastica della rotazione e  $\alpha_v$  è la componente viscosa.

L'espressione analitica della componente viscosa può essere ottenuta facendo riferimento alla legge viscosa lineare che lega le componenti di tensione alle componenti della velocità di deformazione ed impiegando un modello quale quello di Burgers secondo il quale la deformazione viscosa sotto un carico costante risulta somma di una componente di tipo transitorio e di una di tipo stazionario:

$$\alpha_v = \frac{M}{k_1} \cdot (1 - e^{-t \cdot \frac{k_1}{\eta_1}}) + \frac{M}{\eta_2} \cdot t$$

Occorre però osservare che la variazione nel tempo della configurazione di equilibrio produce una variazione della configurazione di carico.

Ciò comporta, da un lato, la possibilità di trascurare il contributo della deformazione viscosa di tipo stazionario e, dall'altro, la necessità di tenere conto della variazione della velocità di deformazione nel tempo e, quindi, del differente contributo, all'attuale valore di rotazione, delle aliquote di rotazione che si sono via via sviluppate a partire dall'istante iniziale.



- Fig.36 Modello di Burger -

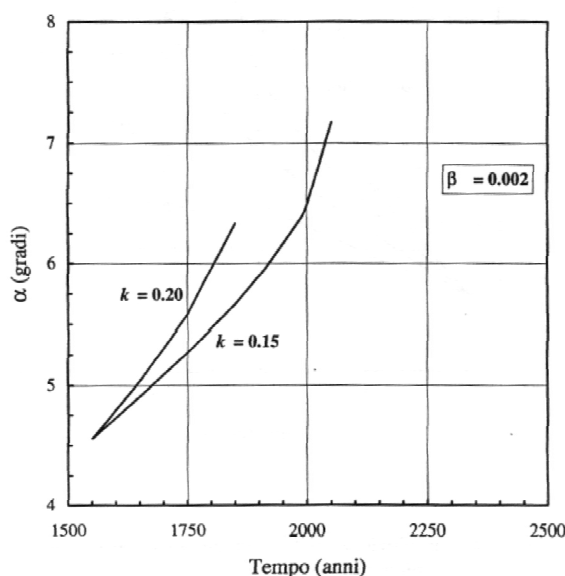
Per tenere conto di tali considerazioni la componente viscosa è stata espressa come:

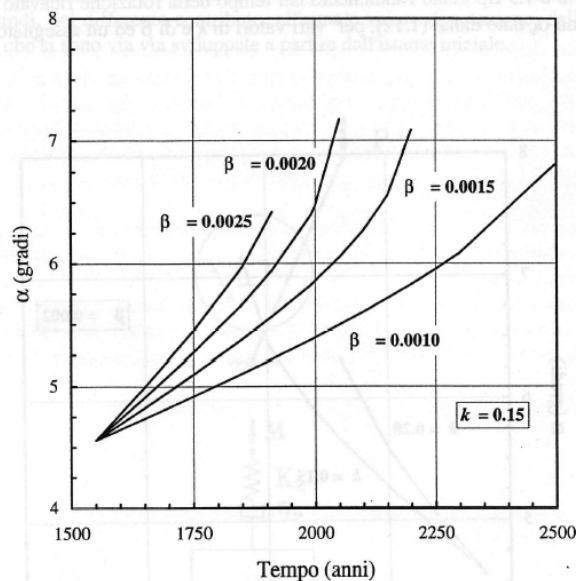
$$\alpha_v(t = t_i) = \sum (\alpha_{ep}(t = t_i) - \alpha_{ep}(t = t_{i-1})) \cdot k \cdot (1 - e^{-\beta(t_i - t_{i-1})})$$

Con:

k rigidezza dello scheletro solido e b coefficiente di smorzamento.

I grafici seguenti riportano l'andamento nel tempo della rotazione ricavato applicando l'equazione di  $\alpha(t)$  con  $\alpha_v$  appena riportata, per valori di k e b ed un assegnato valore di  $\alpha_0$ .





-Fig.37 Evoluzione della rotazione in presenza di fenomeni viscosi -

### 8.7 CARICO CRITICO DI UN SISTEMA A DUE GRADI DI LIBERTA'

Il sistema ad un grado di libertà descritto nei paragrafi precedenti offre il vantaggio di tenere conto in modo semplice della non-linearità meccanica nella risposta del vincolo e dell'influenza dei fenomeni viscosi, qualora essi siano assimilati ad un'imperfezione iniziale. Esso non è però adatto a tenere conto della risposta elasto-plastica del terreno nella soluzione del problema di interazione struttura-terreno e non riesce, ad esempio a cogliere gli effetti della storia dei carichi.

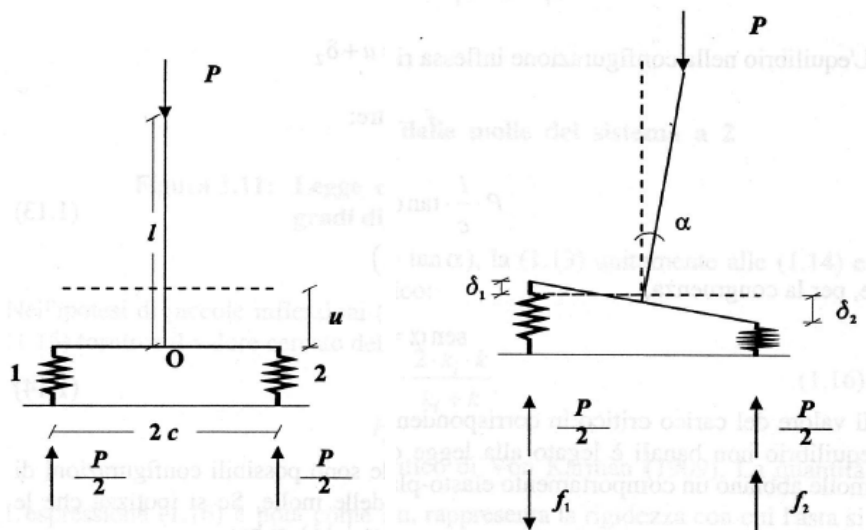
A tal fine occorre riferirsi ad un modello più complesso.

Si consideri un sistema rigido a due gradi di libertà, costituito da un'asta rigida rettilinea, di massa trascurabile, a forma di T rovescia, di lunghezza  $l$  e flangia  $2c$  vincolata alla base da due molle, libera in sommità e ivi soggetta ad un carico verticale e centrato  $P$ .

Il punto di giunzione tra le due parti dell'asta rigida è vincolato a scorrere su una retta verticale.

Le molle sono reagenti solo se la risultante delle azioni assiali è di compressione.

Le tre forze a cui il sistema è soggetto, carico  $P$  e reazioni nei vincoli, restano anche nelle configurazioni inflesse verticali e mantengono invariato il loro punto di applicazione.



-Fig.38 Modello a due gradi di libertà -

La configurazione del sistema è completamente individuata dall' angolo  $\alpha$  e dall'abbassamento  $u$ , misurati dalla configurazione, verticale, di riferimento.

Nella configurazione banale ( $\alpha = 0$ ), indicando con  $F_1$  e  $F_2$  le azioni assiali nelle due molle e con  $u_1$  e  $u_2$  gli accorciamenti delle molle dalla posizione di equilibrio del sistema scarico, si ha:

$$F_1 = F_2 = \frac{P}{2}$$

$$u_1 = u_2 = \bar{u}$$

Nella generica configurazione inflessa ( $\alpha$  diversa 0), indicando con  $f_1$  e  $f_2$  e con  $\delta_1$  e  $\delta_2$  i valori in modulo delle variazioni, rispettivamente, di azione assiale e di lunghezza delle molle, si ha:

$$F_1 = \frac{P}{2} - f_1$$

$$F_2 = \frac{P}{2} + f_2$$

$$u_1 = \bar{u} - \delta_1$$

$$u_2 = \bar{u} + \delta_2$$

L'equilibrio nella configurazione inflessa richiede inoltre:

$$f_1 - f_2 = 0$$

$$P \cdot \frac{l}{c} \cdot \tan \alpha = (f_2 - f_1)$$

E per la congruenza,

$$\sin \alpha = \frac{\delta_2 + \delta_1}{2 \cdot c}$$

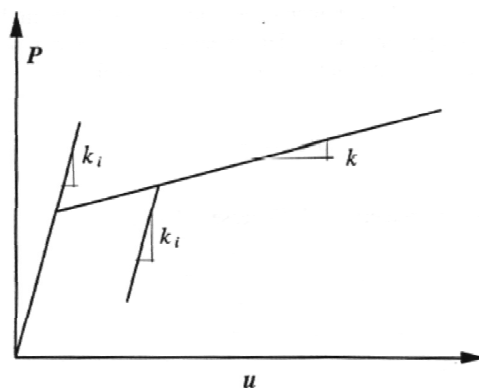
Il valore del carico critico in corrispondenza del quale sono possibili configurazioni di equilibrio non banali è legato alla legge costitutiva delle molle.

Se si ipotizza che le molle abbiano un comportamento elasto-plastico, si ha:

$$f_1 = k_i \cdot \delta_1$$

$$f_2 = k \cdot \delta_2,$$

poiché, se l'asta in posizione rettilinea viene inflessa a carico costante, la molla 2 si comprime ulteriormente e, quindi, l'incremento di sforzo è legato alla deformazione dalla pendenza locale  $k$ , mentre la molla 1 si scarica e, quindi, la relazione tra il conseguente decremento di sforzo e la deformazione è governata dalla pendenza elastica  $k_i$ .



-Fig.39 Legge costitutiva delle molle del sistema a due gradi di libertà –

Nell'ipotesi di piccole inflessioni ( $\alpha$  praticamente uguale a  $\sin\alpha$  che a sua volta è assimilabile a  $\tan\alpha$ ), Con le relazioni appena scritte si ricava il valore cercato del carico critico:

$$P_{cr,K} = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot \frac{2 \cdot k_i \cdot k}{k_i + k}$$

L'espressione del carico critico sopra è nota come carico critico di Von Karman (1909).

La quantità:

$$k_k = \frac{2 \cdot k_i \cdot k}{k_i + k}$$

È il modulo di Von Karman, esso rappresenta la rigidezza con cui l'asta si oppone all'inflessione: essa è, come già intuito da Considère (1891) una funzione della rigidezza elastica e di quella plastica.

L'evidenza sperimentale ha mostrato che un'asta elasto-plastica può divenire instabile anche per valori del carico minori di quello dato dalla formula di Von Karman.

Ciò è dovuto al fatto che  $P_{cr,K}$  è stato valutato assumendo che le inflessioni si verificano solo a carico costante;

In realtà possono esistere anche configurazioni di equilibrio deformate diverse dalle precedenti: in particolare, esistono valori  $P$  del carico da cui dipartono configurazioni di equilibrio, non sotto  $P$ , ma sotto un carico incrementato  $P + DP$ .

In questo caso le due molle subiscono, per effetto della deformazione  $D\alpha$ , l'una un allungamento e l'altra un accorciamento, mentre entrambe si accorciano per effetto dell'incremento di carico  $DP$ .

Se il rapporto  $DP/D\alpha$  è sufficientemente elevato, entrambe le molle globalmente si accorciano e, quindi, si oppongono alla deformazione con rigidezza  $k$ .

Il corrispondente valore del carico critico, che è pertanto inferiore a  $P_{cr,K}$  risulta:

$$P_{cr,S} = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot k$$

Che è nota come il carico critico di Engesser - Shanley.

## 8.8 ANALISI DEL PROBLEMA DELLA STABILITA' DELL'EQUILIBRIO

Il modello a 2 gradi di libertà già presentato in precedenza, viene qui ripreso.

Si è studiato, sviluppando la trattazione analitica, il comportamento nel caso in cui la rigidità in campo plastico sia costante. Si considera poi come muta la risposta del sistema quando la rigidità in campo plastico decresce all'aumentare della deformazione.

Il modello è infine utilizzato per interpretare il comportamento del Campanile e definire la natura dell'attuale condizione di equilibrio e la sua evoluzione nel tempo.

## 8.9 CONFIGURAZIONI DI EQUILIBRIO DI UN SISTEMA PERFETTO A DUE GRADI DI LIBERTA' (RIGIDEZZA IN CAMPO PLASTICO COSTANTE)

Come già si è accennato, la teoria di Von Karman non è in grado di rappresentare in modo completo il fenomeno dell'instabilità dell'equilibrio per l'asta elasto-plastica.

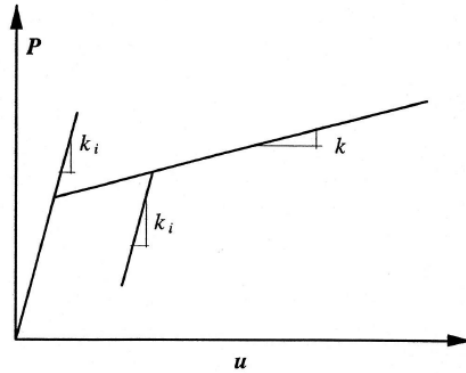
Ciò è dovuto, come lo stesso Von Karman spiegò commentando il lavoro di Shanley, al metodo usato per analizzare il fenomeno.

Infatti, il carico critico definito dalla relazione di Von Karman è stato valutato assumendo implicitamente che l'asta rimanga verticale durante il processo di carico e che solo quando il valore critico viene raggiunto si verifichi l'inflessione, restando comunque il carico costante. In altre parole  $P_{cr,K}$  è stato ricavato verificando, nello spirito della teoria della stabilità dell'equilibrio elastico, se, quando  $P_{cr,K}$  agisce completamente sull'asta, sotto questo stesso valore di carico esistano, accanto a quella banale, anche configurazioni di equilibrio deformate.

Il carico critico Engesser-Shanley è stato invece valutato ricercando il più piccolo valore del carico per cui si può avere biforcazione nei percorsi di equilibrio, accettando che la transizione alla posizione inflessa sia accompagnata da un aumento del carico stesso.

In altre parole  $P_{cr,S}$  è stato ricavato ricercando il valore di carico  $P$  da cui dipartono configurazioni di equilibrio non sotto  $P$ , ma sotto un carico incrementato  $P+DP$ .

L'andamento dei percorsi di equilibrio può essere determinato analiticamente con riferimento all'asta elasto-plastica perfetta nel caso in cui la legge costitutiva delle molle sia rappresentata dalla bilatera della figura seguente:

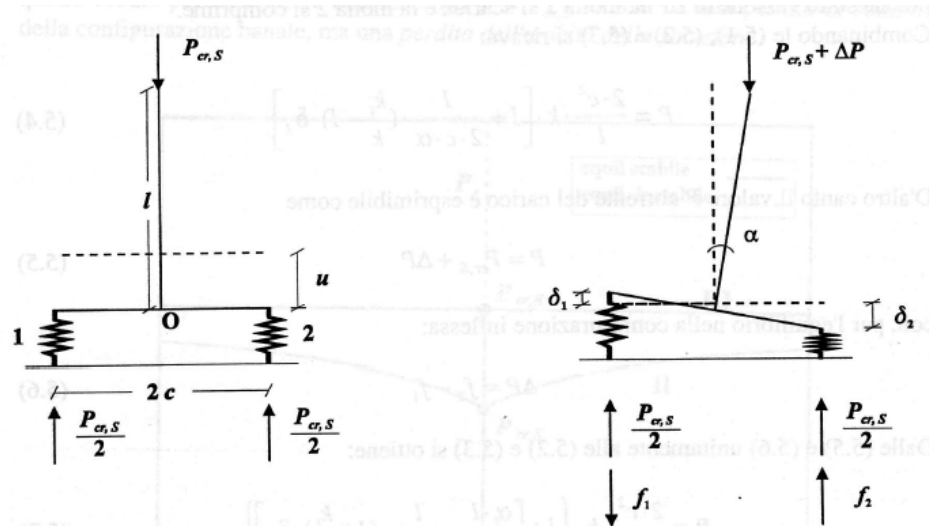


-Fig.40 Legge costitutiva delle molle del sistema a due gradi di libertà –

Durante il processo di carico il sistema resta nella configurazione banale ( $\alpha = 0$ ) fino a che non viene raggiunto il valore  $P_{cr,S}$ .

Corrispondentemente nel piano (P- $\alpha$ ) tutti i punti dell'asse  $\alpha = 0$ , per  $P < P_{cr,S}$  rappresentano stati di equilibrio stabile.

Al crescere di  $P$  oltre  $P_{cr,S}$  l'asta può, in funzione della velocità di carico, mantenersi verticale o seguire il percorso di equilibrio diramato.



-Fig.41 Sistema perfetto a due gradi di libertà –

In questo ultimo caso, passando alla configurazione inflessa sotto al carico  $P = P_{cr,S} + \Delta P$  e denotando con  $f_1$  e  $f_2$  e con  $\delta_1$  e  $\delta_2$  valori in modulo delle variazioni, rispettivamente, di azione assiale e di lunghezza delle molle, si ha, nell'ipotesi di piccole inflessioni ( $\alpha$  praticamente uguale a  $\sin \alpha$  che a sua volta è assimilabile a  $\tan \alpha$ )



Per l'equilibrio:

$$P \cdot l \cdot \alpha = (f_1 + f_2) \cdot c$$

E, per la congruenza

$$\alpha = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2 \cdot c}$$

Le variazioni di azione assiale valgono rispettivamente:

$$f_1 = k_i \cdot \delta_1$$

$$f_2 = k \cdot \delta_2,$$

Poiché sotto l'azione di  $DP$  la molla 1 si scarica e la molla 2 si comprime.

Combinando:

$$P = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot k \cdot \left[ l + \frac{l}{2 \cdot c \cdot \alpha} \cdot \left( \frac{k_i}{k} - l \right) \cdot \delta_1 \right]$$

D'altro canto il valore  $P$  corrente del carico è esprimibile come:

$$P = P_{cr,S} + \Delta P$$

Con, per l'equilibrio nella configurazione inflessa:

$$\Delta P = f_2 - f_1$$

Ancora mettendo tutto insieme:

$$P = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot k \cdot \left\{ 1 + \left[ \frac{\alpha \cdot l}{c} - \frac{l}{2 \cdot c^2} \cdot \left( 1 + \frac{k_i}{k} \right) \cdot \delta_l \right] \right\}$$

Dal confronto delle due equazioni di P appena scritte sopra:

$$P = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot k \cdot \left[ 1 + \frac{l}{\frac{c}{\alpha \cdot l} + \frac{k_i + k}{k_i - k}} \right]$$

La funzione sopra descrive il percorso di equilibrio che si dirama da  $P = P_{cr,S}$  (curva II). Nell'ipotesi assunta di rigidità costante in campo plastico, il carico critico di Shanley può quindi essere superato e la crescita del carico fino al valore asintotico  $P_{cr,K}$  è accompagnata dall'aumento dell'inclinazione dell'asta.

Si noti che a partire da  $P_{cr,S}$  esiste uno spettro continuo di configurazioni di equilibrio deformate; è infatti possibile descrivere un percorso diramato di equilibrio partendo da uno qualsiasi dei punti compresi tra  $P_{cr,S}$  e  $P_{cr,K}$ : l'inclinazione di tali percorsi, che è massima per la curva II, decresce fino ad annullarsi per il percorso che si dirama da  $P_{cr,K}$  (curva III).

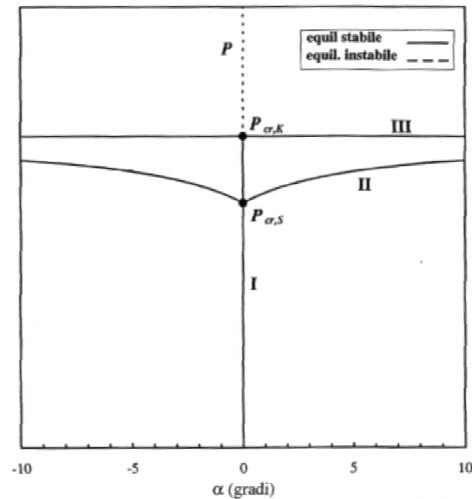
In corrispondenza di quest'ultimo sono perciò possibili solo configurazioni deformate a carico costante.

Si noti che tutti i punti appartenenti alla curva II e tutti quelli appartenenti ai possibili percorsi diramati che dipartano dai punti dell'intervallo  $P_{cr,S} < P < P_{cr,K}$  corrispondono a configurazioni d'equilibrio stabile.

Le stesse configurazioni banali in tale intervallo sono stabili.

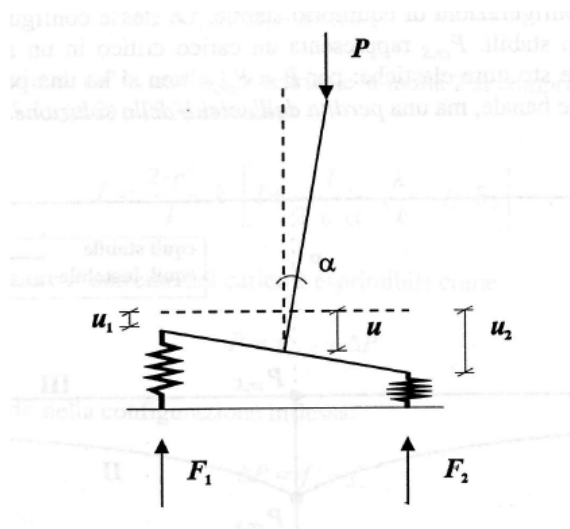
$P_{cr,S}$  rappresenta un carico critico in senso diverso da quello usuale per le strutture elastiche:

Per  $P = P_{cr,S}$  non si ha perdita di stabilità della configurazione banale, ma una *perdita dell'unicità della soluzione*.



-Fig.42 Percorsi di equilibrio della struttura perfetta –

L'approccio di Shanley è valido, come già evidenziato, nell'ipotesi di piccole inflessioni. L'andamento dei percorsi di equilibrio può essere descritto analiticamente anche nel caso più generale di inflessioni di ampiezza finita.



-Fig.43 Sistema perfetto a due gradi di libertà –

Nella generica configurazione inflessa l'equilibrio richiede che:

$$P = F_1 + F_2$$

$$P \cdot \frac{l}{c} \cdot \tan \alpha = F_2 - F_1$$

Gli accorciamenti complessivamente subiti dalle due molle sono dati da:

$$\begin{aligned} u_1 &= u + c \cdot \sin \alpha \\ u_2 &= u - c \cdot \sin \alpha \end{aligned}$$

Con  $u$  pari all'abbassamento del punto O misurato a partire dalla configurazione in deformata di riferimento.

Indicando con  $P_0$  e  $u_0$  rispettivamente il carico verticale e l'abbassamento della flangia in corrispondenza dei quali il sistema abbandona la configurazione banale con  $1/2 P_0$  maggiore del carico che provoca il passaggio al comportamento plastico, le azioni assiali possono essere espresse come:

$$F_2 = \frac{1}{2} P_0 + k \cdot (u - u_0 + c \cdot \sin \alpha)$$

$$F_1 = \frac{1}{2} P_0 + k_i \cdot (u - u_0 - c \cdot \sin \alpha)$$

Sostituendo le ultime nelle prime e risolvendo il sistema si ricava:

$$P = \frac{P_0 \cdot (k_i - k) + 4 \cdot k_i \cdot k \cdot c \cdot \sin \alpha}{(k_i - k) + (k_i + k) \cdot \frac{l}{c} \cdot \tan \alpha}$$

Lo studio della sopra che descrive in modo esaustivo il comportamento dell'asta dopo l'abbandono della configurazione banale per ogni valore di  $P_0$  compreso nell'intervallo di interesse  $P_{cr,S} < P_0 < P_{cr,K}$  evidenzia l'esistenza di un punto di massimo nei percorsi di equilibrio.

Ciò comporta che l'equilibrio sia stabile nella configurazione deformata solo fino a che il carico non raggiunge il valore di collasso, data dall'ordinata del massimo stesso.

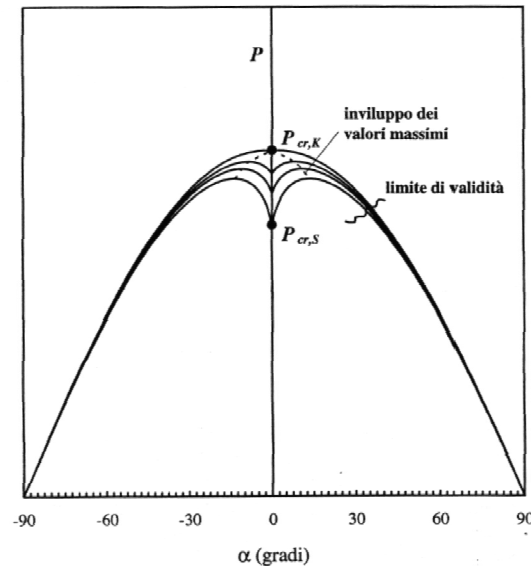
Esso decresce al tendere di  $P_0$  a  $P_{cr,S}$  e risulta bilateralmente delimitato da questo valore e da  $P_{cr,K}$  che per tale motivo sono indicati come carico critico, rispettivamente, inferiore e superiore.

Si noti infine che l'equazione sopra è valida solo per quei valori di  $\alpha$  che soddisfano le seguenti condizioni:

$$-c \cdot \sin \alpha \leq u - u_0 \leq c \cdot \sin \alpha$$

$$\dot{\delta}_2 = \dot{u} + c \cdot \dot{\theta} \cdot \cos \theta \geq 0$$

Ovvero fintantoché il centro di istantanea rotazione giace nello spazio compreso tra le rette d'azione di  $F_1$  e  $F_2$ .



-Fig.44 Percorsi d'equilibrio della struttura perfetta -

#### 8.10 CONFIGURAZIONI DI EQUILIBRIO DI UN SISTEMA PERFETTO A DUE GRADI DI LIBERTA' (RIGIDEZZA IN CAMPO PLASTICO DECRESCENTE)

Nel caso che, più similmente alla situazione reale, il sistema presenti un'imperfezione geometrica e la risposta dei vincoli in campo plastico dipenda dal livello corrente di deformazione, il problema diventa fortemente non lineare ed i percorsi di equilibrio possono essere individuati solo qualitativamente sulla base delle evidenze sperimentali.

Come è qualitativamente indicato in figura seguente, in presenza di un'imperfezione geometrica, significative deviazioni dalla configurazione deformata iniziale si hanno quando il carico raggiunge il valore  $P_{cr,S}$ .

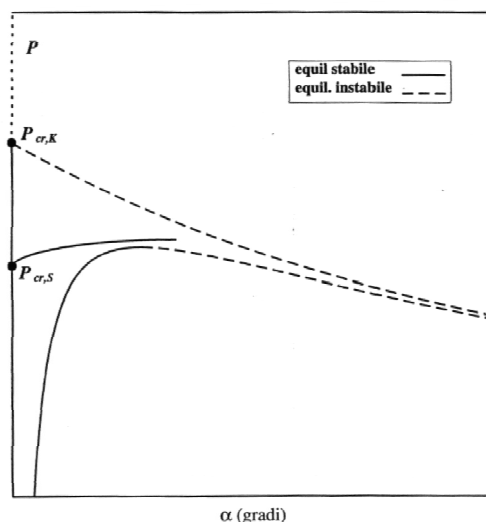
Successivi piccoli incrementi di carico sono accompagnati da grandi inflessioni, fino a che, per valori leggermente superiori a  $P$  si ha il collasso.

Quindi anche nel caso di asta imperfetta il carico critico, il cui valore" è dato dall'ordinata del punto di stazionarietà della curva di equilibrio, è superiore a  $P_{cr,S}$ , anche se minore del carico critico che compete all'asta perfetta.

La dipendenza della risposta dei vincoli dal livello corrente di deformazione fa sì che il percorso di equilibrio che si dirama da  $P_{cr,K}$  non sia orizzontale neppure nel campo delle piccole inflessioni.

Ne consegue che, se il sistema su cui agisce il carico  $P_{cr,K}$  è allontanato dalla configurazione banale, si ha il collasso.

L'equilibrio, instabile, è possibile nella configurazione deformata solo per valori di  $P < P_{cr,K}$ . In altre parole il valore  $P_{cr,K}$  decresce al crescere della inclinazione dell'asta per il ridursi del valore della rigidezza con cui l'asta si oppone all'inflessione.



-Fig.45 Percorsi d'equilibrio della struttura imperfetta –

### 8.11 ANALISI DELLA CONFIGURAZIONE DI EQUILIBRIO DEL CAMPANILE DI SAN PIERO A GRADO

Il sistema a due gradi di libertà è stato utilizzato per interpretare il problema del campanile della Basilica di San Piero a Grado nell'ambito della teoria della stabilità dell'equilibrio.

E' stato possibile descrivere analiticamente la variazione nel tempo della configurazione di equilibrio, tenendo conto della risposta elasto-plastica del terreno di fondazione e dell'influenza della viscosità e definire l'attuale margine di sicurezza nei confronti del collasso.

### 8.11.1 Determinazione dei parametri del modello e applicazione dello stesso

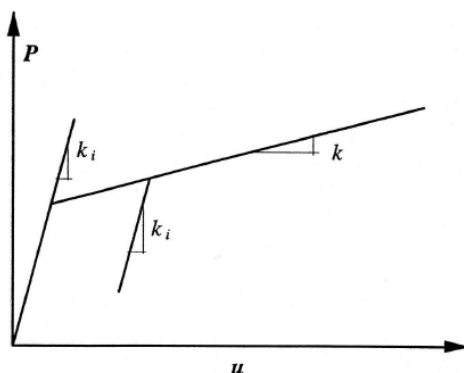
Per descrivere la risposta elasto-plastica del terreno di fondazione è stata adottata la seguente relazione carico-cedimento:

$$P = A \cdot [1 - e^{-B \cdot u}]$$

Dove:

$u$  è il cedimento corrente,  $A$  è il carico ultimo coincidente con il valore asintotico di risposta del vincolo per grandi valori di  $u$  e  $AB$  è la rigidezza iniziale del vincolo.

Se questo si scarica la relazione fra il decremento di sforzo e la riduzione di deformazione è governata da  $AB$  come da figura seguente:



-Fig.46 Legge costitutiva delle molle del sistema a due gradi di libertà –

Le grandezze caratteristiche del modello sono state ricavate attraverso la modellazione dei dati che abbiamo preso nella campagna d'indagine sul sottosuolo, sulla sua storia dei carichi fino alla situazione attuale.

Come  $P$  assumiamo appunto un valore pari a 331 t che è il peso attuale del manufatto realizzato.

In analogia con l'asta elasto-plastica si può ipotizzare che tale valore coincida con il carico critico di Shanley.

Indicando, con l'usuale significato dei simboli, con  $F_1$  e  $F_2$  le azioni assiali nelle molle e con  $u_1$  e  $u_2$  i corrispondenti accorciamenti si ha:

$$u_m = \frac{u_1 + u_2}{2}$$

$$\alpha = \frac{u_2 - u_1}{2 \cdot c}$$

$$P = F_1 + F_2$$

$$P \cdot \frac{l}{c} \cdot \alpha = (F_2 - F_1)$$

$$P = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot k$$

Con la legge costitutiva delle molle adottata  $F_1$  e  $F_2$  sono esprimibili come:

$$F_1 = A \cdot [1 - e^{-B \cdot u_1}]$$

$$F_2 = A \cdot [1 - e^{-B \cdot u_2}]$$

E la rigidezza tangente  $k$  come:

$$k = A \cdot B \cdot e^{-B \cdot u_2}$$

Sostituendo il tutto si ottiene il seguente sistema non lineare di 5 equazioni in 5 incognite, quali  $A$ ,  $B$ ,  $c$ ,  $u_1$ ,  $u_2$ .

$$u_m = \frac{u_1 + u_2}{2}$$

$$\alpha = \frac{u_2 - u_1}{2 \cdot c}$$

$$P = A \cdot [1 - e^{-B \cdot u_1}] + A \cdot [1 - e^{-B \cdot u_2}]$$

$$P \cdot l \cdot \alpha = \{A \cdot [1 - e^{-B \cdot u_2}] - A \cdot [1 - e^{-B \cdot u_1}]\} \cdot c$$

$$P = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot A \cdot B \cdot e^{-B \cdot u_2}$$



Per risolvere tale sistema è stato necessario creare un “M-File” da poter gestire con il software Matlab 7.0, di questo tipo:

Opzioni da richiamare nel “COMMAND WINDOW”

```
options=optimset('Display','iter','TolFun', 1e-30,'Tolx',1e-30,'Maxiter', 20000,'LargeScale', 'off','NonlEqnAlgorithm','lm','MaxFunEvals',100000000,'JacobMult','on','levenbergmarquardt','on')
```

Lancio programma da richiamare nel “COMMAND WINDOW”

```
[x,fval,exitflag,output,jacobian] = fsolve(@paolofun, [0.0002; 0.0002; 1; 10000; 0.1],options)
```

Programma da immettere nella directory c:/programmi/MaTlab7.0/Work

```
function F=paolofun(x) %nome funzione;

%valori input;

a=0.00163;%um

b=5.75;%l

c=0.000000872;%angolo

d=331;%P

F = [ a-(x(1)+x(2))/2;

      c-(x(2)-x(1))/(2*x(3));

      d-x(4)*(1-exp(-x(5)*x(1)))-x(4)*(1-exp(-x(5)*x(2)));

      d*b*c-(x(4)*(1-exp(-x(5)*x(2)))-x(4)*(1-exp(-x(5)*x(1))))*x(3);

      d-((2*(x(3)^2)/b)*x(4)*x(5)*exp(-x(5)*x(2)))];
```

*-Fig.47 Programmazione Matlab -*

Avendo posto:

$P = 331 \text{ t}$  ;

$l = 5,75 \text{ m}$  ;

$\alpha = 0,00005 \text{ deg} = 0,000000872 \text{ rad}$  ;

$u_m = 0,00163 \text{ metri}$

Questi valori sono riferiti alla situazione attuale di costruzione.

Con l' "M-File" siamo entrati nel programma utilizzando la funzione *fsolve* settando tale funzione con il range di soluzioni da tenere in considerazione, impostando, per velocizzare la convergenza alla soluzione il metodo di Levenberg-Marquardt, e limitando il numero di iterazioni massime.

Da ciò si ottengono i seguenti valori:

Soluzione Sistema Non Lineare (File MatLab "paolofun")		
A	10000,005283834600000	t
B	10,238326622514700	m <sup>-1</sup>
c	5,200000000000000	m
u1	0,001629915226822	m
u2	0,001630084773180	m

Applicando tali valori al metodo si ottiene:

ki=A*B	102383,32	t/m
k	100688,79	t/m

Dobbiamo ora risolvere il secondo sistema lineare per apportare la correzione alla rigidezza:

Sistema Lineare
DP=f2-f1
Da=(d1 + d2) / 2*c
W*I*Da=(f2+f1)*c
f1=ki*d1
f2=k*d2

Questo sistema è stato risolto con un'altra programmazione attraverso il Matlab, assumendo:

DP	750	t
W	23400	t
k	100688,79	t/m
l	5,75	m
ki	102383,32	t/m
c	5,2	m

Dove:

W: Peso complessivo Torre
l: Altezza baricentro piano di posa

Si ottiene in output del programma i seguenti valori:

Da Matlab	file "paolofun2"	
d1	-0,0037	m
f1	-378,1745	t
f2	371,8255	t
d2	0,0037	m
Da	-0,000004587	rad

Con essi è possibile ricavare:

Accorciamenti Complessivi		
$u1c$	0,005	m
$u2c$	0,005	m

E la rigidezza corretta diviene:

kic	96952,99	t/m
-----	----------	-----

Con essa si può procedere al calcolo del carico critico di Von-Karman:

$$P_{cr,K} = \frac{2 \cdot c^2}{l} \cdot \frac{2 \cdot k_i \cdot k}{k_i + k}$$

Dove la seconda parte al secondo membro è il modulo di Von-Karman o detto modulo ridotto.

Il valore ottenuto di tali equazioni sono:

Kk	99594,19	t/m
Pcr,k	936705	t

Andando a valutare l'attuale margine di sicurezza dell'equilibrio in questo modo:

Coef. Sicurezza:	FS	Pcr,k/W
------------------	----	---------

Ricordando che il peso finale della torre campanaria di San Piero a Grado è stata stimata in 23400 tonnellate, otteniamo un valore di FS pari a 40,03.

Questo metodo quindi, conferma e avvalorare le previsioni fatte in un tempo antecedente all'inizio dei lavori dove tale coefficiente era stimato intorno a 41.

## Bibliografia

- ) AGI *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*
- ) AGI *Eurocodice EC7 per l'ingegneria geotecnica*
- ) Baguelin F., Jezequel J.F., Shields *The pressurimeter and foundations engineering*
- ) Barden L. *Distribution of contact pressure under foundations*
- ) Bjerrum L. *Problems of soil mechanics and construction on soft clays*
- ) Bossinesq M.J. *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et mouvement des solides élastiques*
- ) Burland J.B., Burbridge M.C. *Settlement of foundations on sand and gravel*
- ) Butterfield R., Gottardi G. *A complete three dimensional failure envelope for shallow footings on sand*
- ) Cheney J.A., *Stability of leaning towers*
- ) De Beer E., *Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand*
- ) Gibson R.E., *The analytical method in soil mechanics*
- ) Hvorslev J., *Subsurface investigation and sampling of soil for civil engineering purposes.*
- ) ICE, *Geotechnical instrumentation in practice*
- ) ISSMFE, *Mechanics of granular materials*
- ) Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E., *New applications of penetration test in design practice*
- ) Jamiolkowski M., Lo Presti D., Monassero A., *Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test*
- ) Karmann T. von, *Untersuchungen über Knickfestigkeit*
- ) Lancellotta R., *Geotecnica*

- ) Lancellotta R., Calavera, *Fondazioni*
- ) Lancellotta R., *Stability of a rigid column with non-linear restraint*
- ) Leonards G.A., Frost J.D., *Settlement of shallow foundations on granular soils*
- ) Lo Presti D., Squeglia N., *Prove penetrometriche dinamiche*
- ) Mazzolani F.M., *La progettazione delle travi di fondazione sul suolo alla Winkler*
- ) Mitchell J.K., *Soil improvement*
- ) Moore J.P., *Monitoring building structures*
- ) Montrasio L., Nova R., *Cedimenti di fondazioni su sabbia, un metodo di calcolo*
- ) Nova R., Montrasio L., *Un metodo di calcolo degli assestamenti di fondazioni superficiali sottoposte all'azione di carichi eccentrici o inclinati*
- ) Padfield C.J., Sharrock M.J., *Settlement of structures on clay soils*
- ) Pepe M., *La torre pendente di Pisa. Analisi teorico sperimentale della stabilità dell'equilibrio*
- ) Price G., Wardle I.F., Russel A., *Monitoraggio dei carichi e degli spostamenti per il settore delle costruzioni*
- ) Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P., *On the yielding of soils*
- ) Sanpaolesi P., *Il campanile di Pisa*
- ) Schmertmann J.H., *Static cone to compute static settlement over sand*
- ) Schmertmann J.H., *Improved strain influence factor diagrams*
- ) Schultze E., *Der schiefe turm von Pisa*
- ) Scott R.F., *Foundation analysis*
- ) Shanley F.R., *Inelastic column theory*
- ) Shanley F.R., *The column paradox*
- ) Skempton A.W., *The pore pressure coefficients A and B*
- ) Skempton A.W., Yassin A.A., Gibson R.E., *Theorie de la force portante des pieux dans la sable*
- ) Terzaghi K., *Theoretical Soil mechanics*
- ) Thiem G., *Hydrologischen Methoden*

- ) Vesic A.S., *bearing capacity of shallow foundations*
- ) Viggiani C., *Fondazioni*
- ) Viggiani C., *Caratteristiche di permeabilità da prove in sito*
- ) Vlasov V.Z., Leont'ev N.M., *Beams, plates and shells on elastic foundations*
- ) Winkler E., *Die lehre von der Elasticität und festigkeit*